

011633
2ej



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE RELLENOS DE
DESECHOS SÓLIDOS MUNICIPALES

EDUARDO BOTERO JARAMILLO

TESIS

Presentada a la División de
Estudios de Posgrado de la
FACULTAD DE INGENIERÍA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Como requisito para obtener
el GRADO de
MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)

DIRECTOR DE TESIS: DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA

CIUDAD UNIVERSITARIA
DICIEMBRE, [REDACTED]

274451

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1999



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A Dios

A mis Padres

A mi Patria

Agradecimientos

Al Doctor Miguel P. Romo, por su excelente dirección, apoyo y paciencia a lo largo de estos años.

A Gloria, Roberto y Elías, por creer en mi y por la motivación para seguir adelante.

Al Doctor Víctor Taboada, por su amistad y apoyo.

A Emily, Marta y Rafael, por su cariño y apoyo.

A mis compañeros y amigos del instituto, Claudia, Arabella, Hernán, Adonai, Patricia, Juan Carlos, Juan Manuel, Ivette, Diana, Paco, Yesenia, Luisa, Roberto, Arturo, Felix, Isaac.

Al instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Y a todos los que de alguna forma han estado a mi lado.

Toda nuestra ciencia,
comparada con la realidad,
es primitiva e infantil...
y sin embargo es lo máspreciado
que tenemos.

Albert Einstein
(1879-1955)

Es un error capital teorizar
antes de tener datos.
Sin darse cuenta, uno empieza
a deformar los hechos para
que se adapten a las teorías,
En lugar de adaptar las teorías
a los hechos.

Sherlok Holmes
en Escándalo en Bohemia,
de Sir Arthur Conan Doyle

Ubi dubium ibi libertas:
Donde hay duda,
hay libertad.

Proverbio latino.

INDICE

Resumen	1
Objetivos	2
1. Introducción	3
2. Aspectos generales de los rellenos sanitarios	5
2.1 Características de los rellenos sanitarios	5
2.2 Riesgos sísmicos en los rellenos sanitarios	9
2.3 Tipos de fallas y sus consecuencias.	10
2.4 Métodos para la evaluación de las propiedades de los rellenos sanitarios	15
2.4.1 Pruebas de laboratorio, campo y Retroanálisis	15
3. Comportamiento de prototipos y métodos de análisis dinámicos	20
3.1 Casos históricos	20
3.2 Análisis de estabilidad dinámica	23
3.3 Respuesta dinámica de los rellenos sanitarios	25
3.4 Estudios anteriores	26
3.4.1 Análisis pseudo-estático	26
3.4.2 Análisis unidimensional de propagación de ondas	30
3.4.3 Análisis unidimensional por medio del bloque deslizante	31
4. Modelo teórico propuesto	38
4.1 Ecuación de movimiento	39
4.2 Análisis de los desplazamientos permanentes	44
4.2.1 Cálculo de la fuerza resistente	44
4.2.2 Cálculo de las fuerzas activas	45
4.2.3 Evaluación de la relación entre fuerzas actuantes y resistentes	45
4.2.4 Cálculo del desplazamiento	45
4.2.5 Cambio de energía en las columnas de suelo	46

4.2.6	Condiciones de excedencia	46
4.2.7	Masa equivalente a transmitir a la siguiente columna de suelo	47
4.2.8	Cálculo de la nueva inclinación de los apoyos, debido al desplazamiento permanente de la columna respectiva	48
4.2.9	Determinación de los desplazamientos relativos entre los estratos	49
4.2.10	Determinación de la fisuración en el terreno	49
5.	Comprobación y análisis del método	51
5.1	Comparación de los resultados obtenidos con soluciones analíticas	51
5.2	Obtención de parámetros y calibración del método	54
5.3	Modelos del relleno con una columna de elementos discretos	61
5.4	Retroanálisis por medio de SHAKE para una columna de suelo	64
5.5	Modelos con dos columnas de suelo	67
5.5.1	Análisis para la separación de las columnas	67
5.6	Modelos con múltiples columnas discretas para modelar el talud	72
5.6.1	Optimización del modelo	72
5.7	Implementación del movimiento permanente en la base del modelo	79
5.8	Implementación de modelos de comportamiento no lineal	82
5.9	Implementación de modelos con fisuración	85
5.10	Espectro de talud	85
5.10.1	Concepto del espectro de talud	85
5.10.2	Aplicación del espectro de talud al procedimiento propuesto	88
5.10.3	Espectro de talud con varios grados de libertad	93
5.10.4	Concepto del espectro de talud modificado	96
5.11	Análisis de las aceleraciones máximas horizontales en cada estrato	96
5.12	Análisis de sensibilidad	100
6.	Análisis de resultados y conclusiones	129
7.	Referencias	133

Nomenclatura

S	es el asentamiento, en m.
H	es la altura inicial del relleno en m.
Ds	es el esfuerzo de compresión, kPa.
m	es la referencia de la compresibilidad para 1kPa de carga.
t	es el tiempo.
n	es la relación de compresión.
Su	es la resistencia al corte.
c	es la cohesión.
ϕ	es el ángulo de fricción entre los materiales.
Mw	es la magnitud del sismo.
MHA	es la aceleración máxima horizontal de campo libre.
G	es el modulo de corte del suelo.
γ	es la deformación angular.
W	es el peso de la masa de suelo.
k_y	es la aceleración de fluencia.
HEA	es la aceleración horizontal equivalente.
τ_h	es el esfuerzo cortante horizontal a una profundidad.
ρ	es la densidad de masa del material a una profundidad z.
z	es la profundidad desde la superficie del relleno.
T_m	es el periodo predominante.
$k_{m\acute{a}x}$	es el coeficiente sísmico máximo.
T_s	es el periodo fundamental.
Vs	es la velocidad de onda de corte.
NRF	es el factor de respuesta no lineal.
m	es la masa concentrada en el nodo.
A	es el área de influencia.
γ	es el peso volumétrico del suelo.
K	es el modulo de rigidez.
C	es el modulo de amortiguamiento.
CDX	es el coseno director en dirección X.
CDY	es el coseno director en dirección Y.
Δt	es el intervalo de muestreo.
U	es el desplazamiento.
\dot{U}	es la velocidad.
\ddot{U}	es la aceleración.
\hat{K}	es la rigidez equivalente.
Fr	es la fuerza resistente al deslizamiento.
N	es el peso de la columna de suelo
Fa	es la fuerza inducida por la excitación resultante en los apoyos.
F _{estática}	es la fuerza estática, producida por el peso propio.
F _k	es la fuerza ocasionada por la rigidez y el desplazamiento relativo.

Nomenclatura

F_c	es la fuerza ocasionada por el amortiguamiento y la velocidad relativa.
F_i	es la fuerza de inercia.
m_0	es la masa del primer elemento ligado a la base.
$U_{\text{permanete}}$	es el desplazamiento permanente en la base de cada columna.
a_{neta}	es la aceleración neta del sistema.
$V_{\text{excedente}}$	es la velocidad de excedencia.
$E_{\text{excedente}}$	es la energía de excedencia.
m_{columna}	es la masa de la columna que se desplaza.
$E_{\text{totalsiguiente}}$	es la energía correspondiente a la columna de suelo contigua a la que sufre el desplazamiento, sumada a la energía excedente de la columna que se desplaza.
$m_{\text{siguiente}}$	es la masa de la columna contigua a la columna que presenta el desplazamiento.
$V_{\text{sistemasiguiente}}$	es la velocidad de la columna contigua a la columna que presenta el desplazamiento.
$m_{\text{siguientetotal}}$	es la masa correspondiente a la columna de suelo contigua a la que sufre el desplazamiento sumada a la masa excedente de la columna que se desplaza.
U_{absoluto}	es el desplazamiento absoluto de cada nodo
$U_{\text{permanente}}$	es el desplazamiento permanente ocasionado por el deslizamiento ocurrido en el apoyo de la columna a la cual pertenece el nodo.
U_{relativo}	es el desplazamiento relativo de los nodos en cada incremento de tiempo.
U_{nodos}	es el desplazamiento absoluto entre los nodos.
L	es la separación entre nodos.

Resumen

En este estudio se propone un nuevo método para la evaluación de la estabilidad sísmica de las laderas de los rellenos de desechos. Para esto, se retoman los estudios que han sido llevados a cabo por diferentes investigadores. Usando un enfoque discreto, se aborda el problema de una manera más apegada al fenómeno físico.

Para la teoría desarrollada se implementó un programa en Fortran el cual permite modelar bidimensionalmente cualquier sección de un relleno sanitario reticular, por medio de elementos discretos. Por medio de la definición de sus propiedades se representan las características principales de los materiales que conforman un relleno sanitario. También, el método permite considerar superficies de falla con geometrías diferentes, así como la variación espacial de los parámetros de fricción en esta superficie. Con esto se logra una mayor aproximación a las características de los diferentes materiales que se ven involucrados. En cuanto al comportamiento dinámico de los materiales que constituyen el relleno sanitario, se evalúa en estos su comportamiento ante cargas cíclicas y se determina la variación en sus módulos de rigidez y amortiguamiento, con base en los resultados obtenidos por otros investigadores (p.e. Bray et al., 1995; Kramer et al., 1997; Idriss et al., 1996). También se evalúa la posible formación de fisuras tanto en la cobertura de los rellenos como en el cuerpo de estos. Los resultados de los análisis indican de manera cualitativa los daños potenciales en los rellenos cuando son sometidos a carga sísmica. La aplicación sistemática de este procedimiento permitirá el establecimiento de normas de diseño sísmico de este tipo de estructuras y evaluaciones del riesgo sísmico correspondiente.

Objetivos

- Proponer un procedimiento para analizar la respuesta dinámica de taludes de rellenos de desechos sólidos, que considere la deformabilidad y las variaciones permanentes, que ocurren cuando son sometidos a excitaciones sísmicas
- Aportar una herramienta adecuada para la evaluación de riesgos, diseño y factibilidad tanto técnica como económica, al momento de proyectar, revisar o reparar este tipo de estructuras.

1. Introducción

Cada etapa en la historia del hombre ha tenido ciertas características culturales propias, y una de éstas ha sido sus desechos sólidos, los cuales nos han ayudado a conocer más a fondo la forma de vida en las diferentes épocas. De esta manera hemos conocido algunos aspectos sobre su tecnología, nivel de conocimiento de los materiales y de su relación con el medio ambiente. En la actualidad no nos escapamos a esto y es así como la composición de los desechos sólidos varía de acuerdo con el país, a su grado de desarrollo y a su nivel cultural.

El término relleno sanitario o relleno de desechos sólidos, cubre un gran intervalo de materiales que van desde desechos minerales contaminantes con cantidades relativamente pequeñas de restos vegetales u orgánicos, pasando por la madera y varios tipos de escoria, hasta llegar a los desechos domésticos e industriales. Para dar una idea de esto, en la tabla 1.1, se muestra la composición típica de los desechos sólidos, en porcentaje por peso en varias partes del mundo.

Tabla 1.1 Composición de los desechos sólidos en varios sitios del mundo.

Componente	Ciudad o país																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Metal		1	1	9	9	3	3		3		5	7		2	8	10	7	5
Papel y cartón	37	25	5	45	42	33	3	38	10	14	22	32	14	8	30	37	54	31
Plástico			1	2	2			8				3				7	2	
Caucho, cuero y madera		7	1		3	7	2	12	4		3	7		3	1	2	2	4
Textiles		3		1	1	10						4		4	2	2	2	2
Comida y desechos domésticos	45	44	46	25	34	15	60	18	74	56	20	36	50	25	16	26	23	16
Vidrio		1	1	11	8	10	2		7		6	4		3	8	10	5	13
Inorgánicos, no comestibles	18	19	46	7	1	22	30	24	2	30	43	7	21	55	35	2	5	29

País o Ciudad. 1. Australia. 2. Bangkok. 3. Beijing. 4. Berkeley, California. 5. Cincinnati, Ohio. 6. Hong Kong. 7. Yakarta, Indonesia. 8. Japón. 9. Corea. 10. Madras, India. 11. Nueva York. 12. Singapur. 13. España. 14. Taiwan. 15. Reino Unido. 16. Estados Unidos. 17. Wayne, Nueva Jersey. 18. Alemania Oeste.

Sargunan et al., 1986; Aziz, 1986; Hillenbrand, 1986; Subtitle D Study, 1986, Waste Age, 1986.

En la actualidad, en la mayoría de las grandes ciudades del mundo, la disponibilidad de sitios con capacidad y ubicación adecuada está disminuyendo. Unas de las opciones que se presentan como solución, son las de incrementar la capacidad de los depósitos actuales o la de construir depósitos de gran altura, requiriéndose para esto la elaboración de métodos más confiables para la evaluación de la estabilidad estructural.

Como veremos más adelante en detalle, el nivel de conocimiento sobre el comportamiento de los materiales de desecho y de los depósitos de estos, es bajo por su heterogeneidad y sólo en los últimos años, a raíz de los fuertes sismos ocurridos en zonas con rellenos de gran tamaño, se ha puesto atención en cuáles podrían ser las consecuencias que ocasionaría su falla y cuáles serían las medidas preventivas. Para esto, se ha empezado a estudiar cuál es la respuesta

dinámica de estos materiales y cuáles son las implicaciones de los métodos constructivos empleados en el manejo de estos depósitos.

En este trabajo se propone una metodología diferente a la que se usa actualmente, que permite modelar con buena aproximación el comportamiento dinámico de estos materiales. Este modelo se incluye en el procedimiento de análisis de estabilidad dinámica de los rellenos de desechos, incluyendo de esta manera los efectos no lineales en la respuesta dinámica de estas estructuras.

2. Aspectos generales de los rellenos sanitarios.

En este capítulo se dará una visión general de las características mecánicas de los materiales que conforman un relleno sanitario, así como de las formas en que se pueden presentar los tipos de fallas más comunes en estos. También se explicarán los peligros a los que están sometidos los rellenos durante y después de un evento sísmico. Por último se presentará una reseña del tipo de ensayos tanto de campo como de laboratorio que se han realizado para determinar las propiedades de estos y se mostrará la variabilidad de los resultados obtenidos en dichos ensayos.

2.1 Características de los rellenos sanitarios.

Compresibilidad y asentamientos

Los asentamientos y el monitoreo de estos han sido discutidos por Eliassen (1977), Sowers (1968, 1973) y Rao et al.,(1977). Estos investigadores han examinado inicialmente las características de capacidad de carga de los rellenos sanitarios, para la construcción de las fundaciones de soporte. Sowers (1973) cita cinco factores causantes de los asentamientos en los rellenos sanitarios. Estos factores incluyen reorientación mecánica de los materiales, llenado de los espacios vacíos por parte de los materiales finos y cambios físicos, químicos y biológicos de los materiales.

Por otra parte Hutric (1981) define tres posibles modos de asentamientos: Consolidación, contracción y compactación.

La consolidación se refiere al asentamiento resultante producido por la expulsión del agua en los materiales saturados.

La contracción se refiere a los procesos mediante los cuales los sólidos orgánicos y la humedad son convertidos por medio de la acción de los microbios, en dióxido de carbono y metano, dando como resultado una disminución en el volumen del relleno.

La compactación se define como la reorientación de los sólidos en una configuración más densa, debido a una pérdida gradual de la rigidez del suelo, ocasionada por la fluencia de los sólidos sometidos a altos esfuerzos o por la descomposición de estos. Hutric (1981) supone que debido a los altos esfuerzos los sólidos inicialmente pueden formar puentes a través de los vacíos, pero eventualmente colapsan y esto puede llegar a jugar un papel significativo en cuanto a los asentamientos en los rellenos sanitarios se refiere.

De acuerdo con Edil et al. (1989), los mecanismos primarios que involucran los asentamientos en un relleno sanitario son:

1. Mecánicos: distorsión, corrimiento, ruptura y reorientación; similar a la consolidación en suelos orgánicos.
2. Densificación: movimiento de los materiales finos dentro de los vacíos más grandes.

3. Cambios físico-químicos: corrosión, oxidación y combustión.
4. Descomposición bioquímica: fermentación y descomposición, ambos procesos tanto aeróbicos como anaeróbicos.

Estos investigadores proponen que la relación de asentamientos se describe bastante bien por medio de la ley de la deformación permanente (creep):

$$S = H \times D_s \times m \times t^n \quad (2.1)$$

Donde: S es el asentamiento, en m.
 H es la altura inicial del relleno en m.
 D_s es el esfuerzo de compresión, kPa.
 m es la referencia de la compresibilidad para 1kPa de carga.
 t es el tiempo en días.
 n es la relación de compresión.

Densidad

La densidad de los materiales del relleno varía con la composición, profundidad, método de colocación y edad; los materiales de desecho experimentan una consolidación primaria en los primeros días después de su colocación, pero continúan asentándose y densificándose con el tiempo. En un periodo de varias décadas, la descomposición parece tener un efecto despreciable en el aumento de la densidad.

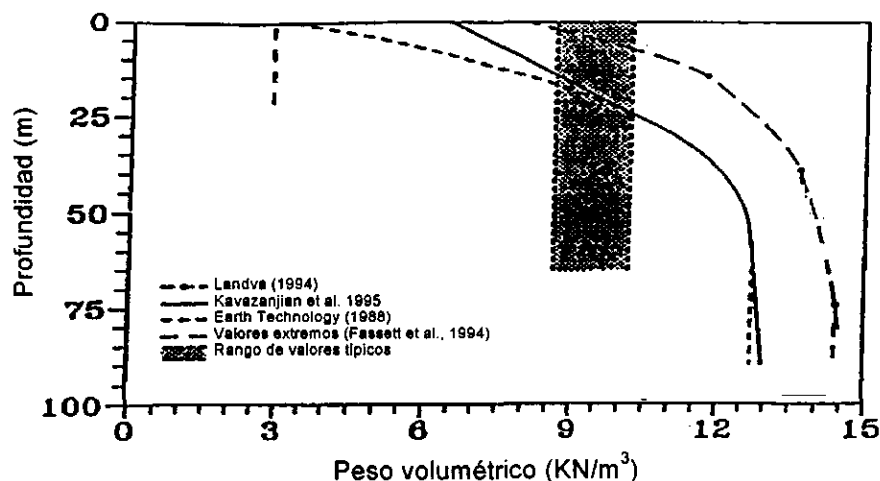


Figura 2.1. Variación del peso volumétrico con la profundidad (Kavazanjian et al., 1995)

La figura 2.1, muestra los valores recomendados de densidad para los desechos, en función de la profundidad (Kavazanjian et al., 1995 y Landva, 1994). Sin embargo, la variación de la densidad tiene un efecto mínimo en el nivel de respuesta dinámica de los terraplenes, pero por el contrario tiene un efecto dramático en la respuesta dinámica de los rellenos sanitarios, y por esto es

importante tenerlo en cuenta durante los análisis dinámicos que se lleven a cabo (Kavanzanjan et al., 1995).

Composición y estructura

La naturaleza de los materiales de desecho en rellenos sanitarios varía comúnmente de acuerdo a su fuente. Por ejemplo, los desechos industriales son de varias clases de acuerdo con los procesos que se involucren y los productos finales. La composición de los desechos domésticos depende de la cultura; en las más industrializadas es de esperarse que tengan una gran proporción de papel y materiales de empaque, mientras que en las menos industrializadas tendrán mayor cantidad de materia orgánica, tal como se muestra en la tabla 1.1.

En la práctica típica diaria, los materiales de desecho son colocados en el relleno durante el día de trabajo y son cubiertos por una capa de suelo al final de la jornada, dando como resultado una estructura celular, de celdas discontinuas de material de desecho, separadas por paredes continuas de suelo. Estas también pueden ser membranas de geotextil o plástico impermeable, con el propósito de proveer resistencia al relleno o de controlar el flujo del agua respectivamente. Esta estructura celular tiene una importancia significativa en la estabilidad del relleno, debido a que las superficies de falla pueden tender a correr a través de las capas de suelo, a lo largo de la interfaz del suelo o de los desechos con las membranas sintéticas, o también entre los mismos componentes sintéticos.

Descomposición

A causa de la gran cantidad de materia orgánica, altamente energética existente en los rellenos sanitarios, se presenta una actividad biomecánica importante. Esto da como resultado una descomposición química de sólidos y líquidos, constituyendo así nuevos líquidos y gases, como productos finales. Mucha de esta actividad tiene lugar bajo condiciones anaeróbicas, siendo el gas metano un producto normal de este tipo de descomposición. Sin embargo, muchos de los materiales, en especial la mayoría de los productos hechos de papel, pueden durar sorprendentemente por largos intervalos de tiempo. En algunos rellenos que han sido excavados, se han encontrado periódicos todavía legibles, en estratos que datan de 50 años o más.

Recomendaciones generales para un análisis de estabilidad estático, según los criterios anteriores

En esta aproximación se considera tanto la estabilidad como la capacidad de carga, en el análisis de la integridad estructural del relleno. Para un relleno típico de desechos sólidos de altura moderada (cerca de 60m), con una pendiente de 3:1 y una fundación relativamente resistente ($S_u > 192 \text{ kN/m}^2$), se puede llevar a cabo un análisis clásico de estabilidad de taludes. Para los rellenos sanitarios relativamente altos (alturas superiores a los 60m), con taludes moderados (1.5:1),

y fundados en suelos blandos, débiles o escasamente resistentes ($S_u > 96 \text{ kN/m}^2$), el modo potencial de falla que se debe considerar es el mostrado en la figura 2.2.

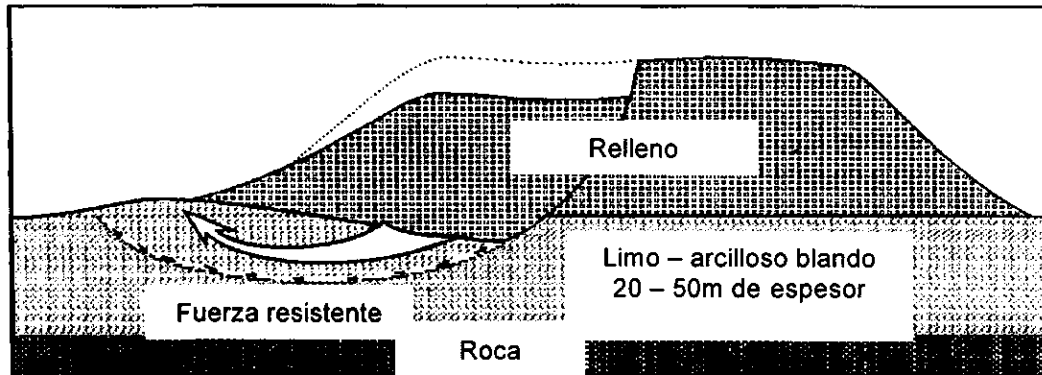


Figura 2.2. Falla típica en una fundación en suelo blando. Singh S. y Murphy B. J., (1989)

Para el análisis de este caso, se deben usar dos aproximaciones: una basada en el análisis de estabilidad de taludes y otra basada en el análisis de capacidad de carga. Como se puede observar en la figura 2.2, el análisis de estabilidad deberá incluir el cálculo del momento de volteo y la estimación del momento resistente.

Kavazanjian et al. (1995) y Landva et al., (1990) proponen que la contribución de la fuerza resistente hecha por el pie del relleno puede ser despreciada, cuando se trata de una aproximación conservadora. Se asume que toda la fuerza desequilibrante es lo suficientemente grande como para causar la ruptura del talud, lo cual podría involucrar a la fundación. El suelo de fundación podría sufrir movimientos considerables y la resistencia al cortante de la fundación podría ser movilizada totalmente, antes de que el relleno de desechos se rompiera a través de la superficie potencial de falla mostrada en la figura 2.2. Esta aproximación podría arrojar resultados conservadores para predecir la estabilidad de un talud, involucrando una superficie de deslizamiento a través del relleno. Sin embargo, esos resultados podrían ser poco conservadores para predecir la deformación del suelo de fundación, la cual puede amenazar la integridad de los filtros de recolección u otros sistemas de drenaje. El método para evaluar la capacidad de carga es simple e involucra la estimación de la capacidad última del suelo de fundación, comparándola con las sobrepresiones en el relleno de desechos.

2.2 Riesgos sísmicos en los rellenos sanitarios.

Desplazamientos permanentes inducidos sísmicamente

Los materiales de desecho en los rellenos sanitarios poseen en general una alta resistencia al esfuerzo cortante y las experiencias registradas en los rellenos durante los sismos anteriores no indican aparentemente movimientos en gran escala o deslizamientos en los materiales del relleno. De acuerdo con Kavazanjian

et al. (1995), los desplazamientos permanentes entre 10 y 30cm pueden ser tolerables.

Los ingenieros sísmicos tradicionalmente han aceptado el uso del método de análisis del bloque deslizante de Newmark (1965), para estimar los desplazamientos permanentes potenciales en un relleno, cuando este no es estudiado por licuación.

Hynes, Mary y Franklyn (1984) usaron el criterio de un metro como la frontera superior para el desplazamiento en rellenos de tierra, para llegar a la recomendación del uso de un análisis pseudo-estático de estabilidad; con un coeficiente sísmico de la mitad de la aceleración pico en la base y limitando el factor de seguridad a la unidad, como un método conservador para el cálculo de desplazamientos permanentes.

Fallas que inducen desplazamientos permanentes

El movimiento de una falla bajo un relleno de desechos puede ocasionar un desplazamiento permanente, para el cual el relleno no está diseñado. Una falla activa es considerada como una falla que puede moverse nuevamente con o sin la acción de un sismo. Este movimiento puede ser a lo largo de una traza identificada o dentro de una zona en la cual el movimiento de la falla ha ocurrido en el pasado.

Inestabilidad por la presencia de carsticidad

En áreas donde la roca subyacente es una caliza u otro tipo de roca soluble, pueden presentarse colapsos repentinos dentro de las cavidades de disolución, las cuales pueden plantear un tipo de riesgo especial. Tales colapsos pueden ser el resultado de movimientos sísmicos. Pero esta no es la única causa de este tipo de desplazamientos, estos también están invariablemente conectados con la actividad de los acuíferos subterráneos.

Activación por minería, extracción de fluidos, etc.

Estos problemas son similares a los ocasionados por la carsticidad y se deben a la presencia de cavidades hechas por el hombre, como por ejemplo durante la práctica de la minería y otras actividades similares, que pueden desestabilizar la fundación del relleno. También la extracción de fluidos tales como agua subterránea o petróleo, pueden ocasionar asentamientos diferenciales, debido a que esto tiene un efecto de activación de los movimientos en los planos de falla preexistentes, poco profundos.

Susceptibilidad de deslizamientos, avalanchas y flujos de escombros

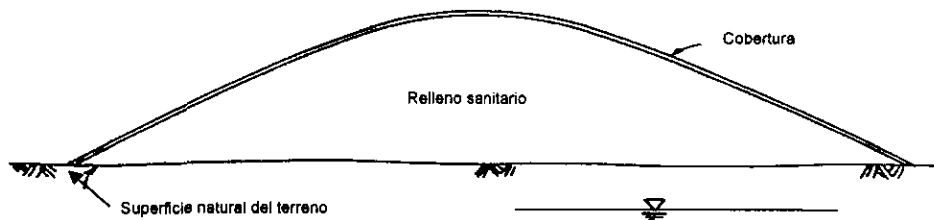
Los rellenos frecuentemente están situados en terrenos escarpados que no son apropiados para otros usos. Estas áreas están propensas a avalanchas, deslizamientos y flujos de lodo o escombros. Estos riesgos deben considerarse en

la evaluación geológica del lugar, para asegurar la estabilidad del relleno en este aspecto.

2.3. Las fallas y sus consecuencias

Tipos de Falla de Estabilidad y sus Consecuencias

Para entender los tipos de fallas más probables en un depósito de desechos sólidos, se muestran primero los dos tipos de depósitos más comunes, figura 2.3, los cuales pueden estar ubicados en superficies planas preexistentes o en depresiones tales como valles o algún tipo de excavación.



A) Relleno sanitario sobre la superficie natural del terreno



B) Relleno sanitario dentro de una excavación o en un valle preexistente

Figura 2.3. Dos tipos de depósitos de desechos sólidos. Mitchell R. A., (1992)

En la figura 2.4a se aprecia el sistema típico de cobertura de un relleno de desechos sólidos, y en la figura 2.4b, el sistema de revestimiento que se usa normalmente en los rellenos, los cuales pueden estar involucrados activamente en alguno de los mecanismos de falla como se verá más adelante. Por ahora se describirá más a fondo la importancia de este sistema y de sus implicaciones en los mecanismos de falla.

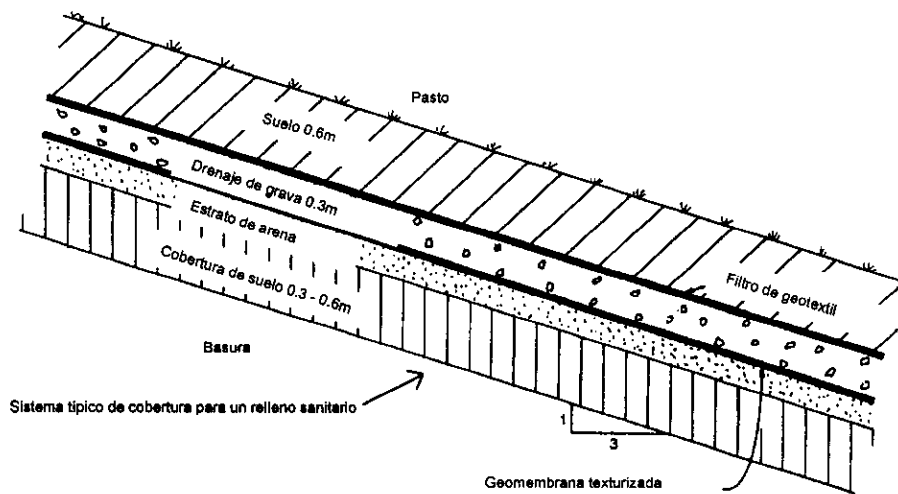


Figura 2.4a. Sistema de cobertura de un depósito de desechos sólidos. Mitchell R. A., (1992)

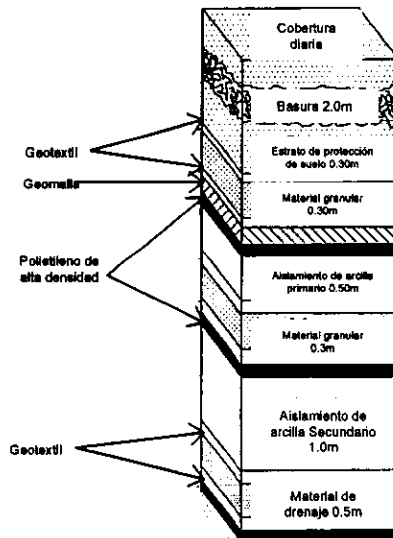


Figura 2.4b. Sistema de revestimiento. Mitchell J. K., Seed R. B. y Seed H. B., (1989)

Un relleno de desechos sólidos típico, contiene una gran variedad de materiales los cuales tienen diferentes propiedades ingenieriles que son difíciles de cuantificar. En adición a esto, los rellenos sanitarios involucran sistemas de aislamiento y separación compuestos por geosintéticos. La industria de los geosintéticos es relativamente nueva, con una gran variedad de nuevos productos los cuales cuentan con propiedades dinámicas particulares, las cuales están siendo todavía investigadas. También, sumado a esto, hay que tener en cuenta que han sido pocos los rellenos sanitarios modernos (los cuales cuentan con sistemas de aislamiento y separación constituidos por geosintéticos) que han experimentado eventos sísmicos de gran magnitud. Debido a esto, existen muy pocos registros disponibles de casos históricos para la validación de los resultados analíticos y experimentales.

En el estudio de la respuesta dinámica de los rellenos sanitarios se observa que el comportamiento de estos varía sensiblemente cuando se tienen en cuenta los sistemas de separación conformados por geosintéticos. Este aspecto puede ser tratado por medio de la idealización del problema utilizando elementos finitos, en los cuales se consideren la no linealidad de las propiedades de los materiales y de la geometría. Sin embargo, esta solución requiere una definición muy buena de las propiedades de los materiales y de las interfaces, y también de la preparación de un modelo detallado que describa apropiadamente la geometría del relleno.

Frecuentemente en la práctica de la ingeniería, los modelos unidimensionales linealmente equivalentes son preferidos sobre los bidimensionales no lineales. Varios estudios comparativos sobre este aspecto han sido realizados (Bray et al., 1995, 1996; Idriss et al., 1995), los cuales muestran que los modelos 1D proveen resultados similares a los modelos 2D, bajo determinadas condiciones.

Kavazanjian y Matasovic (1995) mostraron que al ignorar los geosintéticos se produce una sobre estimación en la aceleración en el relleno sanitario. De manera similar Yegian y Harb (1995) demostraron de manera experimental que debido a una excitación sísmica, a lo largo de las superficies horizontales e inclinadas de las interfaces suaves de los geotextiles, los desplazamientos ocurren cuando la aceleración límite se transmite a lo largo de la interfaz. De acuerdo con esto, las aceleraciones y los esfuerzos de corte en la sección transversal del relleno, que son calculados ignorando el deslizamiento a través de los sistemas de separación compuestos por geosintéticos, pueden ser demasiado conservadores al realizarse en un relleno que esté en etapa de diseño. Debido esto a que se sobrestimaría la magnitud de la aceleración resultante y de los esfuerzos de corte al no permitir una disipación de la energía por medio de las interfaces conformadas por los geosintéticos. Si el análisis de respuesta dinámica es realizado en un relleno existente, el cual ha experimentado un sismo y el propósito es realizar un retroanálisis para determinar las propiedades de los materiales y los parámetros de fricción de las interfaces de geosintéticos, sin tener en cuenta la respuesta dinámica de las interfaces, se puede llegar a resultados poco conservadores de las propiedades de los materiales de desecho y de la fricción de los sistemas de separación de los geomateriales. Debido a que se sobrestimaría la magnitud de la fricción en las interfaces y a que se obtendrían propiedades de disipación de energía mas altas en los desechos.

Los suelos y los geosintéticos son utilizados en los sistemas de separación que sirven como sistemas de drenaje y de recolección, cumpliendo la función de barreras hidráulicas. En la mayoría de los casos, el estrato de arcilla y la geomembrana son colocados en contacto directo con el fin de incrementar la efectividad de la barrera hidráulica.

Las interfaces existentes entre los diferentes materiales en el sistema de contención pueden tener diferentes características de corte. Comúnmente la interfaz entre arcilla y el geosintético es la que tiene la menor resistencia al esfuerzo cortante. Debido a esto, la interfaz es la que tiene la responsabilidad de

la resistencia primaria del relleno. Los retroanálisis llevados a cabo en la falla del relleno de Kettleman Hills (Yegian y Harb 1995), indican que una interfaz con una resistencia al esfuerzo cortante muy baja, fue necesaria para que se presentara la falla de él. La resistencia requerida fue más baja que la que comúnmente se encuentra en los ensayos de laboratorio para este tipo de estructuras.

Mecanismos que afectan la resistencia de la interfaz

Efecto de la deformación a lo largo de la interfaz en la resistencia por fricción

La determinación de la resistencia residual después de grandes desplazamientos (p.e. 1m) se dificulta mucho. La resistencia residual de corte es con frecuencia significativamente menor que la resistencia al corte pico (Mitchell et al., 1992). Durante la construcción y operación del relleno, la resistencia al corte pico puede ser rutinariamente excedida. Las interfaces del relleno pueden ser consideradas como unas superficies de falla bien definidas, a lo largo de la cual la resistencia residual al corte podrá posiblemente controlar la estabilidad del relleno.

Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla de la interfaz

La reducción de la resistencia de la arcilla al esfuerzo cortante en la interfaz, fue estudiada por Mitchell et al. (1989), los cuales estudiaron la posibilidad de la combinación del incremento en la presión de poro y la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante en la arcilla debido al aumento en los contenidos de humedad y a la reducción en la adhesión entre la geomembrana y la arcilla.

Efecto de la degradación de la geomembrana en la resistencia por fricción

Las geomembranas están sujetas a los ataques de los agentes químicos durante su vida útil en un relleno sanitario y esto puede afectar sus propiedades físicas, con lo cual con el tiempo sus parámetros de fricción se verán disminuidos.

Tipos de fallas más comunes en un relleno

Es posible que se presenten varios modos y mecanismos de falla en los rellenos, durante las etapas de excavación, llenado y después de la clausura de estos. Los modos potenciales de falla se muestran en la figura 2.5 y se pueden describir como sigue:

1. Falla de las paredes laterales y de la base, figura 2.5a. Este tipo de falla puede ocurrir durante la excavación del depósito o durante la colocación de los sistemas de filtros, anteriores a la operación de llenado. La determinación de las fallas potenciales y un diseño seguro pueden ser llevados a cabo usando los métodos usuales en la investigación geotécnica y en los análisis de taludes.
2. Separación de los componentes de los sistemas de depósito, de las anclas y movimiento hacia abajo del mismo, figura 2.5b. Este movimiento es resistido por la fricción en la interfaz entre los componentes de los sistemas de depósito.

3. Falla a través del depósito de desechos sólidos, figura 2.5c. Después de que el depósito de desechos ha alcanzado una altura crítica, la cual depende del ángulo de inclinación del talud y de la deformabilidad de los materiales de desecho, puede llegar a ocurrir una falla. Para este caso se pueden usar los análisis de estabilidad convencionales. Lo más importante es la selección apropiada del peso volumétrico y de los valores de deformación del material.
4. Falla a través del depósito de desechos y de la fundación, figura 2.5d. Como se muestra en la figura, la superficie de falla puede pasar a través de los desechos y del suelo de fundación. El modo potencial de falla puede llegar a ser muy importante cuando el suelo de la fundación sea débil, como en el caso de una arcilla blanda.
5. Falla a lo largo del sistema de revestimiento, figura 2.5e. La masa de desechos se desliza como una unidad a lo largo de la interfaz de baja resistencia del sistema de revestimiento. La estabilidad de este tipo de falla es controlada por la resistencia al esfuerzo cortante de la interfaz del revestimiento, por la geometría y por el peso volumétrico del relleno de desechos.
6. Falla dentro del sistema de cubierta y en la cobertura de los estratos. Cuando la interfaz suelo - geotextil del sistema de cobertura, como el que se muestra en la figura 2.4b, se presenta en taludes, la baja resistencia al esfuerzo cortante en el contacto puede conducir a la inestabilidad y al movimiento del talud hacia abajo.
7. Asentamientos excesivos. Estos, sin embargo, no son estrictamente una falla de estabilidad; los asentamientos excesivos resultan de la compresión y descomposición de los desechos y del asentamiento de la fundación. Los asentamientos no uniformes pueden causar distorsiones, grietas y rupturas de las coberturas.

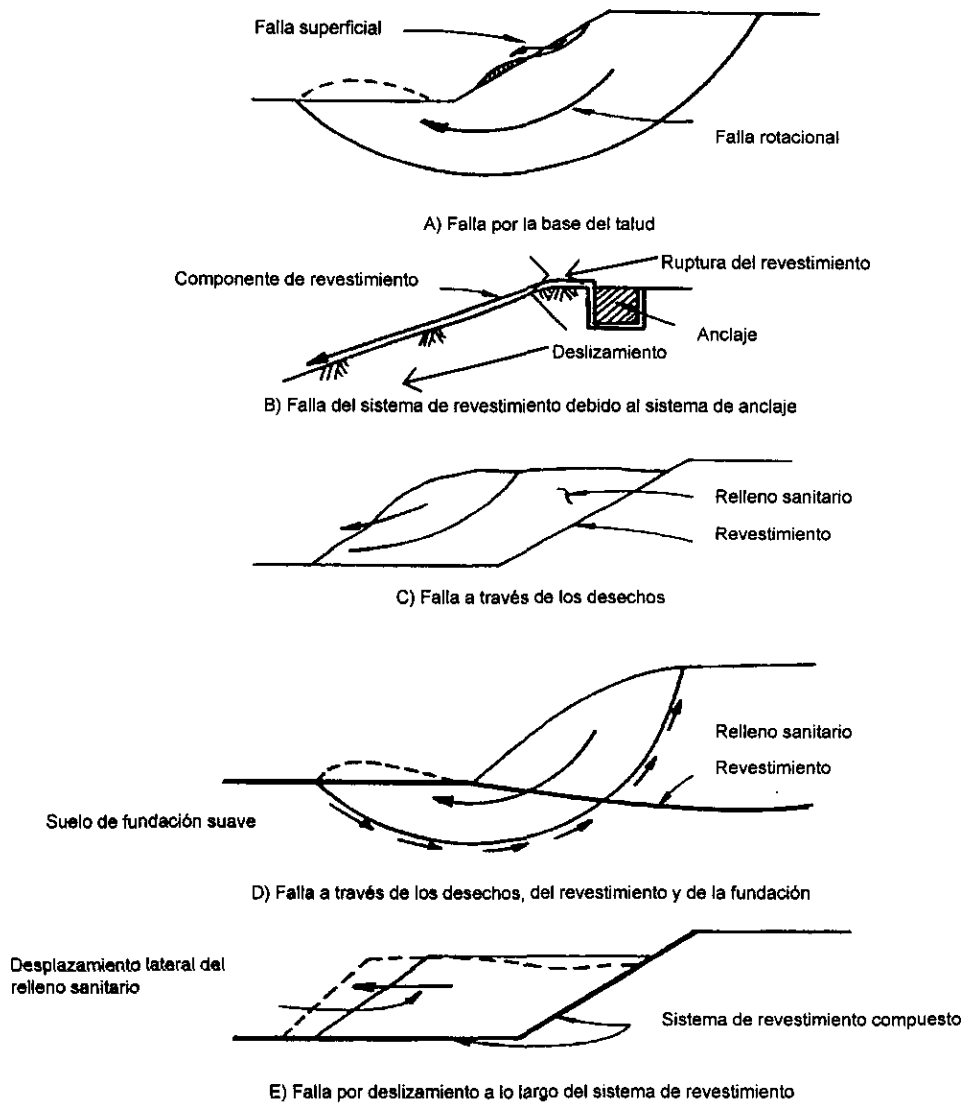


Figura 2.5. Modos potenciales de falla de rellenos sanitarios. Mitchell J. K. et al. (1995)

2.4. Métodos para la evaluación de las propiedades de los rellenos sanitarios

2.4.1. Pruebas de laboratorio, campo y retroanálisis

Resistencias estimadas basadas en datos de ensayos de laboratorio

El distrito sanitario de Los Angeles (1984) simuló ensayos de muestras de desecho, con varias sustituciones. Estas incluían arena por piedras, cerámica por huesos, vidrios quebrados por envases de vidrio, etc. Estos materiales fueron constituidos en muestras de 6.15cm de diámetro y 2.54cm de espesor para ser usados en el equipo de corte directo. A su vez Fang et al. (1977) ensayó paquetes

de desechos; Cooper Engineers (1986) ensayó muestras Shelby en pruebas triaxiales. También Saarela (1987) reportó resultados de ensayos realizados en este tipo de equipos. En Finlandia, Landva et al. (1984) ensayó muestras de gran tamaño (28 cm x 43 cm), en pruebas de corte directo. Un año más tarde, ellos reensayaron nuevamente estos mismos materiales en pruebas de corte directo y reportaron una disminución en la resistencia. Más recientemente Earth Technology Corporation (1988) llevó a cabo un muestreo y ensayos triaxiales de múltiples etapas. Los resultados de estas investigaciones se muestran en la figura 2.6, donde se observa que existe una gran dispersión en los datos.

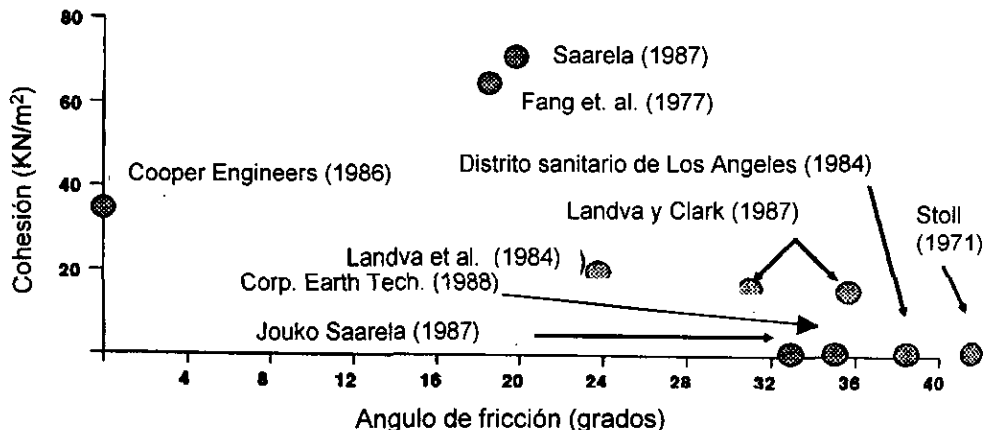


Figura 2.6. Parámetros de resistencia obtenidos por medio de ensayos de corte en el laboratorio. Singh S. y Murphy B. J., (1989)

Los factores que pueden contribuir a estas variaciones, son:

1. La alta heterogeneidad en la composición de los desechos.
2. El método con el cual la muestra fue obtenida.
3. Las pequeñas dimensiones de las muestras las cuales deben ser representativas de un lugar de desechos de gran extensión, con diferentes pesos específicos y composición similar.

Es interesante anotar que la mayoría de las investigaciones de laboratorio han tratado a los desechos como materiales sin cohesión y han reportado resultados concordantes.

Mediciones de campo del módulo dinámico, de la relación de Poisson y de la resistencia al corte de los desechos y de los estratos de suelo en el sitio del relleno

El módulo dinámico, el de Poisson y las características de resistencia de los materiales naturales y de los fabricados por el hombre, deben ser estimados en su comportamiento ingenieril:

1. Los módulos in-situ de corte, elástico y la relación de Poisson estimados para los depósitos de desechos sólidos, son de 28.9Mpa, 84.4Mpa y 0.46 respectivamente.

2. Las densidades de los materiales de desecho en cada relleno específico, deben de ser medidas y usadas para calcular el módulo dinámico para las ondas de corte y compresión. A causa de que este módulo es altamente sensible a los cambios en la densidad del material y a que las densidades de los desechos son extremadamente variables. La densidad de los rellenos estudiados se estimó de orden de 737 kg/m^3

Se han realizado varios intentos para evaluar la resistencia al corte en los rellenos de desechos por medio de ensayos in-situ. Cooper-Clark (1982) obtuvo con ensayos de penetración estándar (SPT), datos de campo. Earth Tech Corporation (1988) realizó pruebas de veleta de corte y ensayos de penetración estándar.

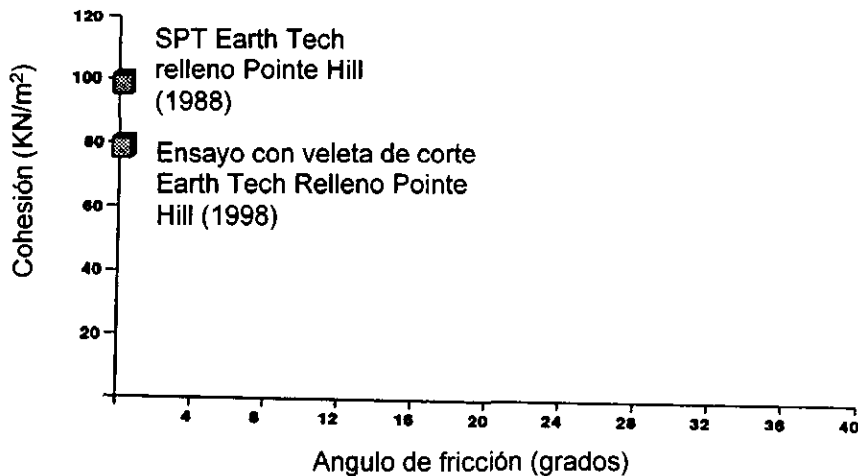


Figura 2.7. Parámetros de resistencia en ensayos In – Situ. Singh S. y Murphy B., (1989)

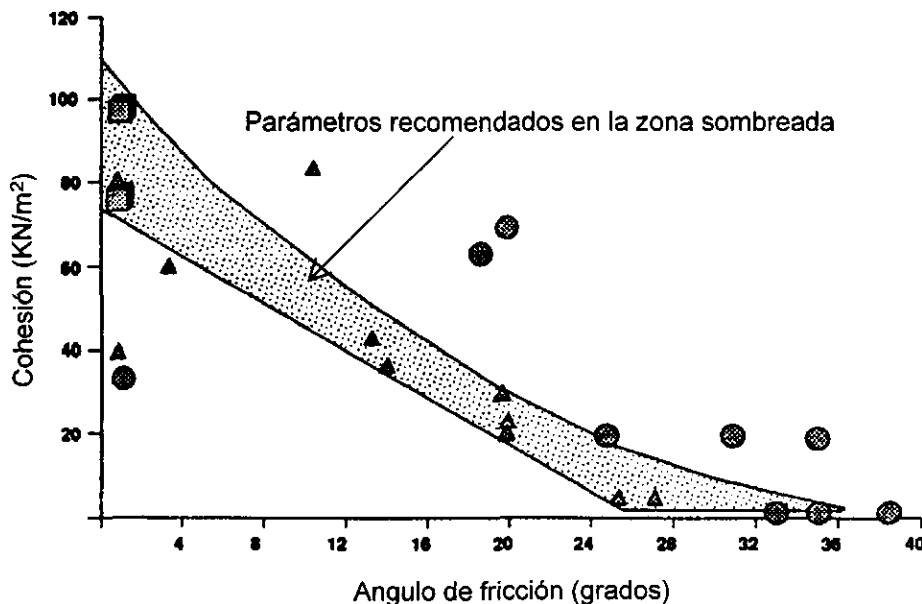


Figura 2.8. Resumen de los ensayos. Singh S. y Murphy B. J., (1989)

A causa de lo disperso de los datos en los gráficos 2.7 y 2.8, es difícil dar una conclusión definitiva sobre las características de resistencia al corte de los materiales de los rellenos de desechos.

La resistencia al corte de los rellenos también ha sido estimada por promedios calculados a partir de retroanálisis de taludes en rellenos estables (Kavazanjian et al., 1995), ensayos de carga in-situ, (Richardson y Reynolds, 1991), y ensayos a gran escala en laboratorio (Landva y Clark, 1990; Landva, 1994).

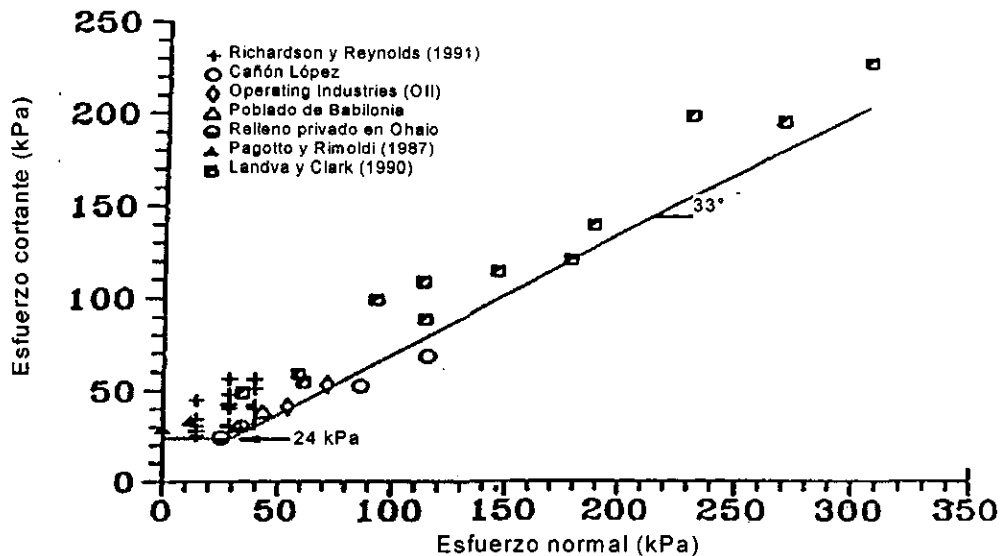


Figura 2.9. Resistencia al corte. Kavazanjian et al., (1995)

En la figura 2.9 se muestran los resultados de los ensayos de resistencia al corte, en materiales de rellenos de desechos sólidos. Con base en estos resultados se recomiendan los siguientes parámetros: cohesión, $c=24$ kPa, para esfuerzos normales menores que 25 kPa y $c=5$ kPa para esfuerzos normales mayores que 25 kPa. Landva (1994) recomienda $c=0$ y ángulo de fricción, $\phi=33^\circ$, para un rango bajo de esfuerzos, esto basado en ensayos de corte directo. En el campo se ha observado que los grandes taludes de los rellenos son estables con pendientes de 1.2:1 a 2:1, lo cual corresponde a parámetros de al menos $c=5$ kPa y $\phi=28^\circ$ (Kavazanjian et al., 1995).

A raíz de todo esto, surgen dos importantes preguntas acerca de la aplicación de los principios de la mecánica de sólidos en la evaluación de la resistencia y la estabilidad de los materiales de desecho. Primera, puede considerarse que la teoría de Mohr - Coulomb no es adecuada, porque los materiales de desecho pueden sufrir una gran deformación sin llegar a la falla. Segunda, la incompatibilidad de los esfuerzos y deformaciones que producen los cortantes de falla en los suelos, con los esfuerzos que producen la falla de corte en los desechos, sugieren que los análisis de estabilidad de los rellenos de desechos pueden estar más relacionados con los asentamientos y la capacidad de carga de la cimentación que con la falla de talud. El comportamiento satisfactorio de los

taludes con una inclinación 4:1 en los grandes rellenos de desechos al sur de California durante los sismos y las observaciones de estabilidad en taludes casi verticales, de algunos rellenos, parecen sugerir que la falla de talud puede que no sea el aspecto más crítico de los rellenos sanitarios.

Es importante anotar las siguientes observaciones realizadas por Converse et al. (1975) durante los ensayos realizados en Monterey Park, California. Los movimientos observados durante la realización de los ensayos en los rellenos, fueron en primer lugar causados por asentamientos verticales durante la compresión de los materiales de desecho y en segundo lugar, los movimientos hacia fuera del talud fueron producto de las extensiones laterales de la fundación.

Resistencias estimadas basadas en retroanálisis de ensayos de campo y registros operacionales

Los retroanálisis mostrados en la figura 2.10 están basados principalmente en los ensayos de carga in situ realizados en Los Angeles, en el relleno sanitario de Monterey Park.

En estos estudios se realizaron retroanálisis con varias combinaciones de cohesión y fricción, como se ve en la figura 2.10. La principal justificación para el uso de estos valores por varios investigadores en sus estudios, fue que esos valores representan las condiciones límite para la resistencia disponible, siendo por lo tanto conservadores.

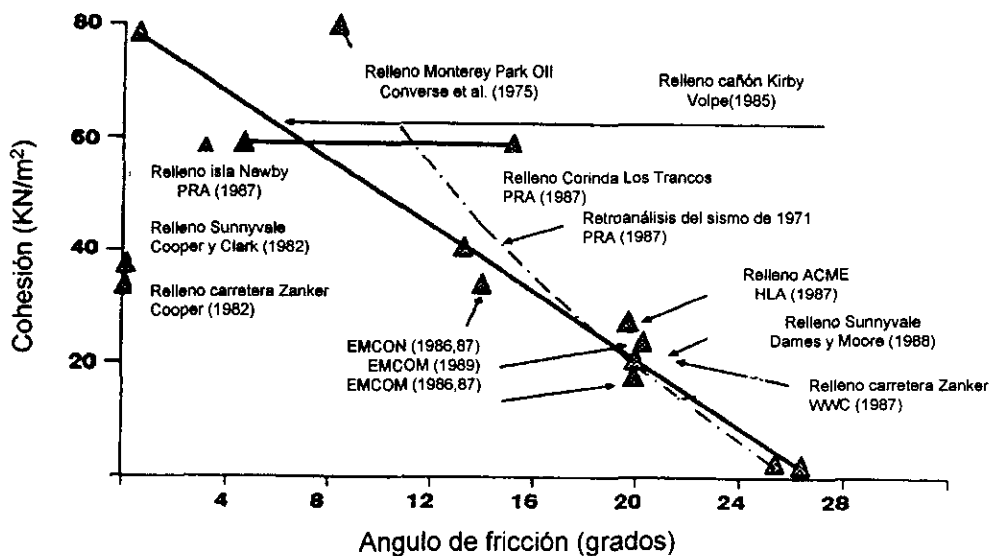


Figura 2.10. Parámetros de resistencia estimados por medio de retroanálisis de ensayos de carga. Singh S. y Murphy B. J., (1989)

3. Comportamiento de Prototipos y Métodos de Análisis Dinámicos

La disposición y almacenamiento seguro de los desechos sólidos, requiere la construcción y llenado de los depósitos por medio de un sistema de colocación horizontal múltiple. Este sistema contiene un gran número de interfaces de material, muchas de las cuales tienen una baja resistencia al cortante. Esto induce superficies potenciales de falla a lo largo de la cara del talud, de la base del relleno y de los estratos de desechos. Estas interfaces pueden tener el control total de la estabilidad del material depositado durante el proceso de llenado del relleno y después de su clausura.

3.1 Casos históricos

Eventos sísmicos como los de: Whittier Narrows 1987, Loma Prieta 1989 y Northridge 1994, todos ellos ocurridos en California, han proporcionado excelentes oportunidades para documentar el desempeño de los depósitos de desechos sólidos municipales.

Whittier Narrows

En 1987 el sismo de Whittier Narrows, $M_w = 6.0$, aportó las primeras observaciones sobre el comportamiento sísmico de los rellenos sanitarios. Se obtuvo información de 6 rellenos, 2 de los cuales estuvieron en la zona de movimientos más fuertes. El daño más significativo que se presentó durante este evento fue el agrietamiento de la cobertura de suelo en un relleno localizado a 5 km del epicentro. Este sitio estuvo sujeto a una aceleración horizontal de campo libre (MHA) estimada entre 0.3g y 0.4g. En las inspecciones posteriores de los rellenos sanitarios no se encontraron evidencias de inestabilidad en sus taludes.

Loma Prieta

En octubre 17 de 1989, un fuerte sismo sacudió a South Bay localizada en las montañas de Santa Cruz al norte de Watson Ville y al este de la ciudad de Santa Cruz. El sismo tuvo una magnitud de 7.1 en la escala de Richter y se sintió aún en Los Angeles, a 563 km del epicentro. El sismo causó fuertes daños a muchos de los edificios y carreteras en la bahía de San Francisco y Monterey. Los servicios públicos como electricidad, gas y teléfono resultaron afectados en toda el área, por un periodo considerable. Durante este sismo, 19 rellenos experimentaron aceleraciones horizontales de campo libre del orden de 0.05g a 0.4g. La forma más común de los daños observados en los rellenos fue la ruptura de la cobertura de suelo y los cambios en la geometría de algunos de estos (Buranek y Prasad, 1991; Johnson et al., 1991; Orr y Finch, 1989); las grietas observadas, en general, fueron del orden de 25mm a 75mm de ancho.

Desde la perspectiva de la estabilidad, los taludes de los rellenos en la región del epicentro, se encuentran en un rango de inclinación entre 2:1 a 3:1 y una altura superior a los 76m, presentado estos depósitos un comportamiento aceptable. Sin embargo, numerosos sistemas de recolección de gas en los depósitos, fueron afectados.

De los estudios realizados, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Aunque los sismos son medidos en magnitud, los dos factores más importantes para el diseño de rellenos son la aceleración y la duración. Los estudios realizados en 1987 por el distrito sanitario de Los Angeles, mostraron que la licuación ocurre sólo después de un movimiento sísmico de larga duración (cerca de 45 segundos). La corta duración del sismo de Santa Cruz (cerca de 15 segundos), pudo haber evitado una licuación más extensa que la que se presentó y una posible falla de la cimentación de los rellenos de desechos sólidos.
2. Los daños limitados a la superficie del relleno, sugieren que las propiedades dinámicas de los desechos sólidos pueden tender a amortiguar o a atenuar los efectos de los sismos en ellos.
3. Los depósitos de desechos sólidos pueden contener fluidos y gases tóxicos y/o explosivos. Al producirse un escape de estos componentes de los rellenos de desechos, podrían desencadenar una amenaza para la salud pública y la ecología.

Northridge

En 1994, durante el sismo de Northridge, $M_w = 6.7$, 22 depósitos localizados en un radio de 100km del epicentro, fueron sometidos a movimientos del suelo que excedieron los 0.05g (Matasovic et al., 1995). El patrón de daños (fisuras en la cubierta arcillosa del relleno) observado más común fue en la cobertura de suelo de los desechos y en los sitios en que se presentan cambios en la geometría de los rellenos. Este patrón de daños es consistente con el observado después del sismo de Loma Prieta. La mayoría de los rellenos en un radio de 30 km de distancia a la zona de liberación de energía, experimentaron alguna forma de ruptura de la cobertura de suelo. Hacia 40 km de distancia de la zona de liberación de energía, los daños observados fueron de pequeños a ninguno.

De acuerdo con lo observado después de estos sismos, los investigadores proponen que las grietas en la cobertura de suelo, pudieron haber sido el resultado de una o más de las siguientes causas:

1. Falla frágil del suelo duro de revestimiento, que sobreyace a los rellenos de desechos más dúctiles.
2. Grietas resultantes de las diferencias entre las rigideces relativas de las capas de desechos blandas y las del suelo natural adyacente. Esto conduce a incompatibilidad en las deformaciones que favorece la falla frágil del revestimiento.

3. Asentamientos inducidos por el sismo en los rellenos de desechos sólidos.
4. Limitación en el movimiento hacia abajo del talud.

Se observaron fallas frágiles en muchos de los rellenos inspeccionados, especialmente en o cerca de la superficie libre o en la proximidad de los cambios de geometría, donde se puede esperar una acumulación de los esfuerzos transitorios inducidos sísmicamente.

Debido a lo incierto de las sollicitaciones de los movimientos de la roca, a las propiedades de los rellenos de desechos sólidos y a las suposiciones analíticas, los esfuerzos dinámicos estimados deben ser considerados como preliminares. Para un factor de seguridad de 1.2, un ángulo conservador de fricción de un relleno de desechos sólidos debe de estar en un rango de 19 a 35 grados.

Falla en el relleno de Kettleman Hill

Con base en las investigaciones llevadas a cabo en 1988 (Mitchell, J. K., Seed, R. B. y Seed, H. B., 1989) sobre la falla del talud de Kettleman Hill, se obtuvieron valiosas lecciones acerca de la seguridad en el diseño y construcción de rellenos de desechos sólidos estratificados:

1. Los sistemas multi-estratificados que han sido diseñados para una contención y eliminación segura de los lixiviados, pueden contener una interfaz con baja resistencia al corte, incluyendo ángulos de fricción tan bajos como 8 grados o menores.
2. Los ensayos de corte directo, pueden ser usados para determinar confiablemente los valores para las propiedades de resistencia de la interfaz.
3. La causa de la variabilidad de la resistencia en la interfaz, está asociada con los diferentes componentes de los sistemas de geosintéticos colocados y a las arcillas compactadas usadas en la composición de los sistemas dobles. Los valores de la resistencia en la interfaz deben ser determinados específicamente para cada proyecto usando muestras de los materiales y de colocaciones representativas, como también de cargas y condiciones de humedad.
4. En las situaciones que involucran una baja resistencia al corte, las cuales pueden ocurrir en estos sistemas de colocación de desechos sólidos, los efectos tridimensionales pueden ser importantes en la evaluación de la estabilidad.
5. Las operaciones de llenado del depósito deben ser planeadas, de tal manera que se pueda mantener un factor de seguridad adecuado en todo momento y también para las grandes alturas. Esto se puede lograr por medio de análisis sistemáticos de estabilidad para diferentes geometrías de llenado del depósito de desechos sólidos.

3.2 Análisis de estabilidad dinámica

El análisis de estabilidad de un talud de suelo bajo cargas sísmicas se puede llevar a cabo, usando los métodos pseudoestáticos y de análisis deformacional. La aproximación por medio del análisis deformacional está basada en los trabajos de Newmark (1965), Seed (1979) y Makdisi & Seed (1978). Esta aproximación también se usa para analizar la estabilidad dinámica de los rellenos sanitarios.

De acuerdo con estos análisis, el uso de los métodos pseudoestático y deformacional, para estimar la historia de aceleraciones y de esfuerzos cortantes, requieren ser alimentados con datos representativos de las propiedades de resistencia dinámicas de los materiales en los diferentes puntos dentro del relleno. La obtención de las propiedades de resistencia dinámica de los suelos, a través de los modelos lineales equivalentes o de los modelos no lineales, no ha sido fácil, y esta dificultad se ha reflejado en todos los ensayos de resistencia dinámica en los materiales de desecho. Hasta hace poco, las características del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento crítico de los materiales de desecho fueron asumidas como similares a las de la turba, debido a los bajos pesos específicos, altas relaciones de vacíos y gran compresibilidad. Seed e Idriss (1970) desarrollaron curvas para el módulo de corte y el módulo de amortiguamiento para la turba y para los materiales de desecho; también desarrollaron ensayos dinámicos de laboratorio para estos materiales. Esta información ha sido usada por varios investigadores (Volpe, 1985; EMCON, 1986; Purcell, 1987) para los análisis de respuesta de los rellenos sanitarios en California.

En 1985, Volpe estimó la velocidad de la onda de corte en los desechos basándose en los resultados de asentamientos producidos con carga estática, durante ensayos realizados a gran escala por Converse, et al. (1975), en Monterey Park, California. El promedio calculado de velocidades de onda de corte fue de 26 m/s. El rango de velocidad de onda de corte para turba reportado por Seed & Idriss (1970) fue de 21.6 a 43.3 m/s. Los resultados de las mediciones sísmicas llevadas a cabo por EMCON (1989), reportan velocidades de onda de corte de 213 m/s y 91 m/s. Estos valores son más grandes que los estimados en los ensayos básicos en turba o en los ensayos de carga. Esto significa, que el uso de las relaciones estáticas esfuerzo-deformación o de los ensayos de pozo para determinar la velocidad de onda de corte, en la estimación de los módulos de corte dinámicos de los desechos, deben ser usados con precaución, a causa de la alta compresibilidad de los desechos y de que estos no tienen las características de deformabilidad del suelo.

Los módulos obtenidos en ensayos estáticos convencionales, generalmente corresponden a niveles de deformación más altos que los desarrollados en ensayos geosísmicos. Debido a los efectos no lineales, deberán obtenerse valores de G menores a partir de resultados de pruebas estáticas.

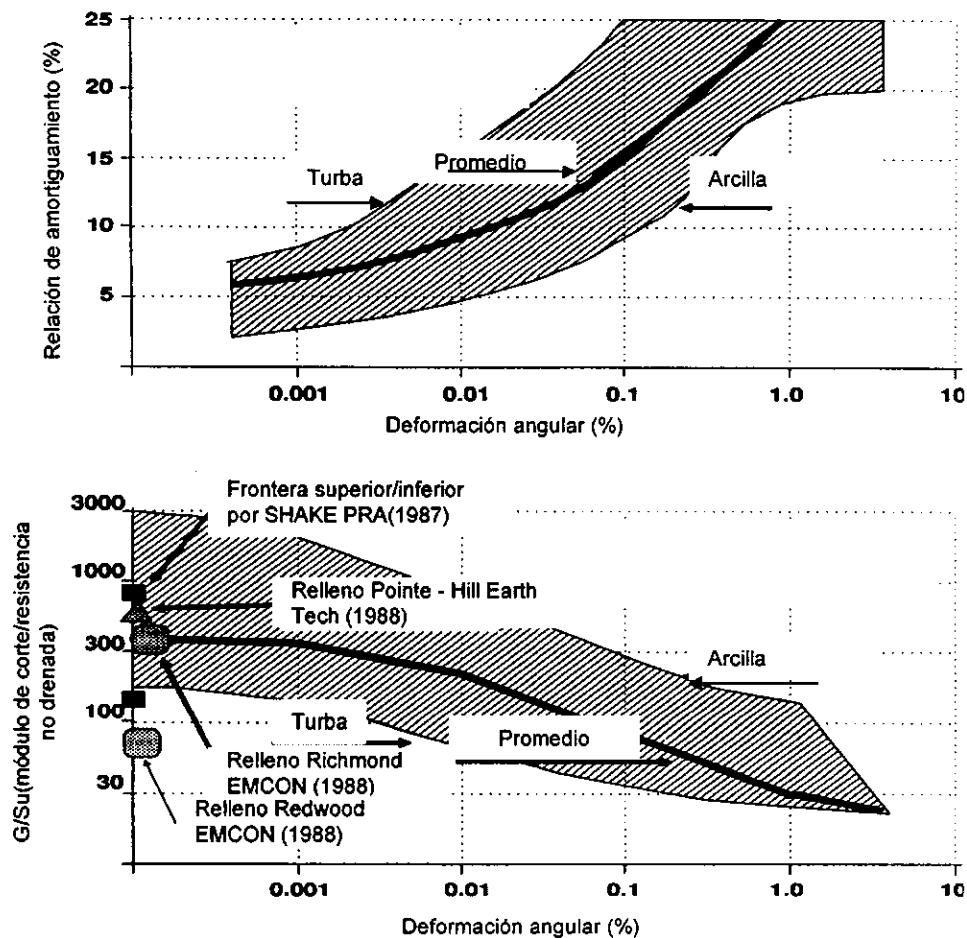


Figura 3.1 Módulo de corte y relación de amortiguamiento crítica, en desechos.
Singh S. y Murphy B. J., (1989)

La figura 3.1 muestra los módulos de corte y la relación de amortiguamiento crítico, usados por Singh y Murphy (1989) en el programa SHAKE (Schnabel, Lysmer J. y Seed, 1972), al analizar la respuesta de un relleno de 122m.

Los resultados obtenidos por Singh y Murphy (1989), se aprecian en la figura 3.2, en la cual es evidente una atenuación significativa de los movimientos de la roca basal. Aparentemente la variación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento, no tienen una influencia significativa en el rango de valores considerados. Los resultados obtenidos por medio del programa SHAKE (Schnabel, Lysmer J. y Seed, 1972), muestran que la aceleración máxima en la roca se reduce considerablemente a lo largo de la altura del relleno.

A causa de los pocos registros de atenuación de movimientos sísmicos en rellenos sanitarios y del excelente comportamiento de los mismos durante sismos relativamente fuertes, se puede argumentar que con base en la formación física de los desechos, estos tienen fuertes mecanismos de absorción de energía.

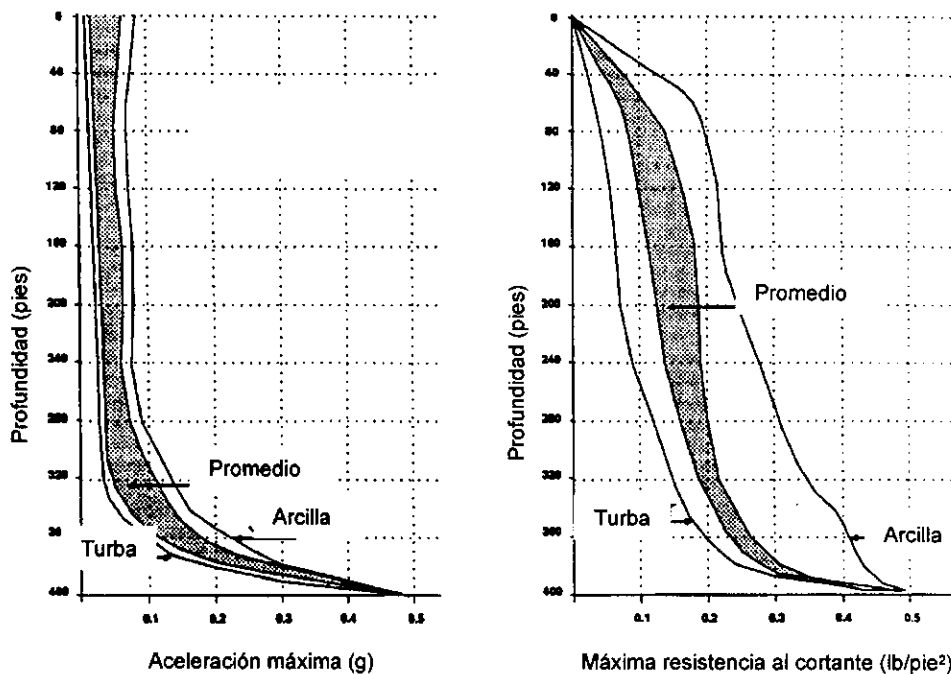


Figura 3.2. Resultados de los análisis de respuesta (Singh S. y Murphy B. J., 1989) realizados con SHAKE (Schnabel, Lysmer J. y Seed, 1972)

3.3 Respuesta dinámica de los rellenos sanitarios

La respuesta dinámica de un relleno depende de la naturaleza del movimiento sísmico, geometría del relleno, condiciones de la fundación, estratigrafía o estructura interna, distribución de las densidades, módulo de elasticidad y su degradación bajo carga cíclica.

Se han realizado mediciones in-situ de las propiedades de algunos rellenos sanitarios con el fin de determinar la respuesta dinámica de estos y los resultados obtenidos se detallan a continuación.

- Velocidad de ondas de corte. Se han realizado mediciones in situ de ondas de corte usando técnicas superficiales (análisis espectral de ondas de superficie, refracción sísmica) y/o técnicas subterráneas (Down Hole, Cross Hole, Sonda Suspendida) en varios rellenos, como se muestra en la figura 3.3 (Kavazanjian et al. 1995). Esta información indica que la velocidad de las ondas de corte se incrementa significativamente con la profundidad, en un factor cercano a 2, para profundidades superiores a 30m.

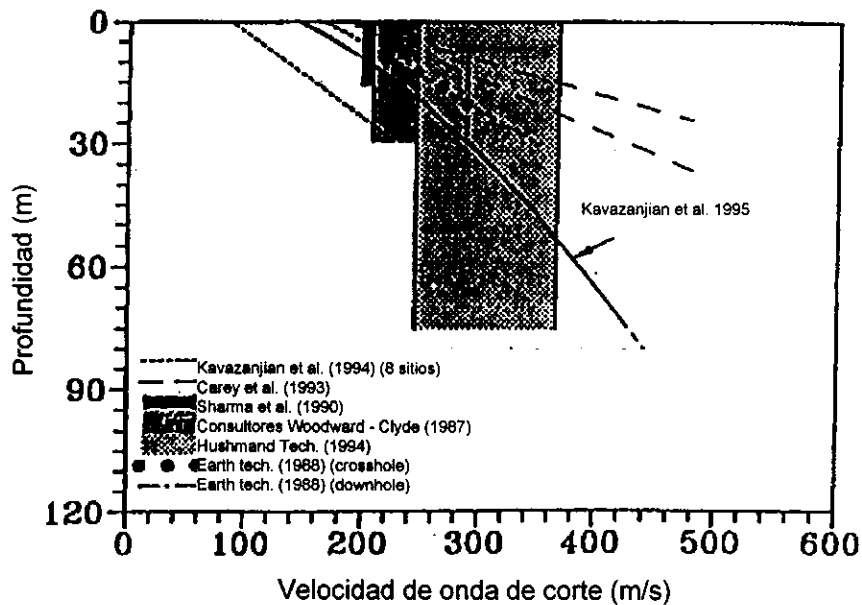


Figura 3.3. Velocidades de onda de corte en rellenos (Kavazanjian, 1995)

- Módulos de rigidez y amortiguamiento. Sólo un relleno se encuentra instrumentado hasta la fecha en Estados Unidos, con equipo de registro para movimientos fuertes, éste se encuentra localizado en Monterey Park, California. Este relleno tiene una altura superior a 76m, con un área total de 2600m² y taludes 2:1. En 1994, durante el sismo de Northridge, se registraron grandes movimientos en este sitio. Estos registros se han usado para estimar los módulos de rigidez y las curvas de amortiguamiento, los cuales se emplean en los métodos lineales equivalentes de respuesta dinámica. Los resultados de los retroanálisis realizados por Kavazanjian et al. (1995), indican que las curvas de los módulos de rigidez y de amortiguamiento para los rellenos de desechos sólidos, son similares a las de las arenas.

3.4 Procedimientos de análisis existentes

3.4.1 Análisis pseudoestático

En el análisis pseudoestático de estabilidad de taludes, el factor de seguridad se calcula usando el método del equilibrio límite. El efecto del sismo se modela con una fuerza horizontal estática aplicada a la masa potencial de deslizamiento. Esta fuerza horizontal se expresa como el producto de un coeficiente sísmico k y del peso W de la masa potencial de deslizamiento. Este método de estabilidad pseudoestático para taludes ha sido aplicado en rellenos constituidos por materiales que no han sufrido una pérdida de resistencia significativa como resultado de un movimiento sísmico. El análisis de equilibrio límite pseudoestático para estabilidad de taludes, es usado normalmente para determinar la superficie crítica de deslizamiento y la aceleración de fluencia. De ahí que la aceleración de fluencia, k_y , sea función de la geometría del relleno, de la resistencia del material y de la localización y forma de la superficie potencial de deslizamiento (Sarma, 1975).

Esta aceleración de fluencia está relacionada con la superficie crítica de deslizamiento; pero no necesariamente la superficie de deslizamiento se desarrollará durante una sacudida fuerte. Las principales limitaciones para el uso del análisis seudoestático de equilibrio límite para evaluar la aceleración de fluencia e identificar la superficie crítica de deslizamiento son:

1. La posición y la geometría de la superficie de deslizamiento dependen de la duración y del contenido de frecuencias del sismo, de las propiedades dinámicas del relleno de desechos y del suelo de fundación.
2. Puede que no llegue a desarrollarse una superficie de deslizamiento bien definida.
3. El esfuerzo de fluencia del suelo es función del contenido de frecuencias y del número de ciclos del movimiento sísmico.

Para los depósitos de desechos, la localización de la superficie crítica de deslizamiento se conoce con frecuencia, debido a las interfaces entre los sistemas de estratos, las cuales generalmente tienen una baja resistencia al esfuerzo cortante.

El esfuerzo de fluencia en la interfaz típica geosintético – geosintético parece ser independiente del contenido de frecuencias y del número de ciclos equivalentes de la sollicitación sísmica. Yegian y Lahlaf (1992) llevaron a cabo ensayos para estimar la resistencia dinámica al esfuerzo cortante de la interfaz entre geotextiles y geomembranas. Encontraron que el ángulo de fricción dinámico en la interfaz de geotextil, era aproximadamente igual al medido en los ensayos estáticos de fricción y éste no era afectado de manera significativa por las características de la sollicitación de la base. Los ensayos demostraron que la aceleración de la masa deslizante no se incrementó durante el deslizamiento. Por lo tanto, el esfuerzo cortante fue constante durante la fase del deslizamiento.

Se han usado varios métodos para determinar un valor apropiado para el coeficiente sísmico. Seed y Martín (1966) propusieron que si la masa potencial de deslizamiento puede ser representada como una cuña triangular con una aceleración horizontal equivalente (HEA) promedio, esta aceleración será equivalente a la fuerza de corte causada por la acción de los movimientos sísmicos en la base de la cuña deslizante dividida por la masa. Sin embargo, el procedimiento propuesto por Seed y Martín (1966) asume que el esfuerzo cortante es constante a lo largo de la base de la masa potencial de deslizamiento. Los análisis dinámicos por medio de elementos finitos han mostrado que los esfuerzos cortantes pueden variar significativamente a través de algunas secciones bi y tridimensionales de terraplenes en presas de tierra y enrocamiento (Mejía y Seed, 1981). Sin embargo, para bloques deslizantes en forma de cuña, el procedimiento de Seed y Martín (1966) puede ser utilizado para generar historias de aceleraciones horizontales equivalentes en la base de la masa deslizante mediante la siguiente ecuación:

$$\text{HEA}(t) = \frac{\tau_h(t)}{\rho \times Z} \quad (3.1)$$

Donde: HEA(t) es la aceleración horizontal equivalente actuando en una columna de masa del relleno a una profundidad z en un tiempo t.
 $\tau_h(t)$ es el esfuerzo cortante horizontal a una profundidad z y en un tiempo t.
 ρ es la densidad de masa del material a una profundidad z.
Z es la profundidad desde la superficie del relleno.

Una gran limitación de la aproximación pseudoestática es que la fuerza horizontal, la cual representa los efectos del sismo, es constante y actúa en una sola dirección. En el análisis de equilibrio límite el factor de seguridad es igual a uno, cuando las fuerzas activas (o momentos) son iguales a las fuerzas resistentes (o momentos), en consecuencia la condición de movimiento incipiente es considerada siempre. Con cargas estáticas aplicadas, las cargas desestabilizantes permanecen constantes hasta que ocurren grandes desplazamientos. Con cargas dinámicas aplicadas, la fuerza puede actuar en un sentido por unos pocos segundos antes de que la dirección cambie. El resultado de estas fuerzas transitorias puede ser una serie de desplazamientos pulsantes ocasionando una falla en bloque del talud.

Newmark (1965) propuso que el comportamiento sísmico de un relleno de tierra fuera evaluado en términos de las deformaciones permanentes desarrolladas durante un movimiento sísmico fuerte. Este análisis asume que los movimientos relativos del talud podrían iniciarse cuando las fuerzas de inercia fueran lo suficientemente grandes como para sobrepasar a las fuerzas resistentes a la fluencia en la superficie de falla. Entonces estos movimientos podrían detenerse cuando la fuerza de inercia fueran menor que la fuerza de resistencia a la fluencia y las velocidades del suelo y de la masa deslizante fueran coincidentes. La aceleración de fluencia puede ser representada por el promedio de las aceleraciones que producen una fuerza horizontal de inercia en la masa potencialmente deslizante, la cual en un análisis pseudoestático tiene un factor de seguridad de uno. Por medio de la integración de la aceleración promedio de la masa deslizante que actúa en exceso de la aceleración de fluencia, como una función de la velocidad relativa, puede ser estimado el desplazamiento de la masa deslizante.

La deformación permanente inducida por sismo se puede calcular por medio de un procedimiento desarrollado por Franklyn y Chang (1977). Este procedimiento es ilustrado en la figura 3.4.

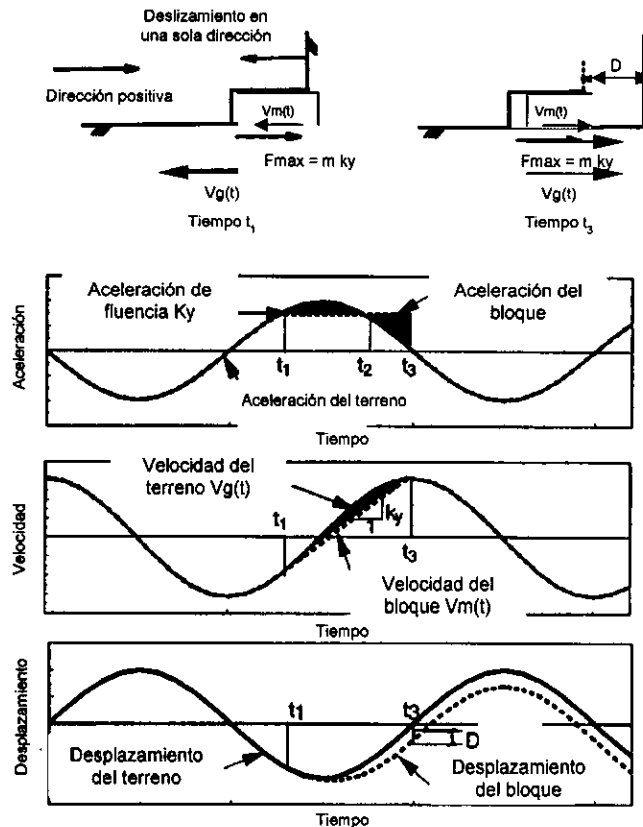


Figura 3.4. Procedimiento de Newmark para el cálculo de los desplazamientos permanentes (Franklin y Chang, 1977)

Para una situación en la cual la aceleración de fluencia en una dirección es menor que la aceleración en la dirección opuesta (deslizamiento en un solo sentido), el deslizamiento se iniciará cuando la aceleración equivalente exceda a la aceleración de fluencia en el tiempo t_1 y continuará hasta el tiempo t_2 , cuando la velocidad del suelo sea más grande que la velocidad de la masa deslizante. El deslizamiento se detiene temporalmente en el tiempo t_3 , cuando las dos velocidades sean iguales. El efecto de esto es un desplazamiento permanente en el tiempo t_3 , el cual es determinado mediante la integración de la velocidad relativa (área sombreada en el diagrama).

El método de Newmark (1965) se basa en las siguientes hipótesis:

1. La cuña deslizante tiene una superficie de deslizamiento bien definida que se desarrolla dentro del relleno.
2. El suelo exhibe una resistencia a la fluencia bien definida y se comporta como un material rígido plástico perfecto.
3. El relleno de suelo no pierde resistencia de manera significativa durante un movimiento sísmico fuerte.

Newmark (1965) formuló este procedimiento analítico usando la analogía de un bloque rígido sobre un plano horizontal. En este no ocurren movimientos relativos

entre el plano y el bloque hasta que la aceleración de fluencia sea excedida. Para un bloque rígido la aceleración es igual en todos los instantes a la aceleración del suelo (hasta la fase de movimiento), en la cual el acelerograma puede ser integrado directamente para obtener los desplazamientos. Los rellenos de tierra y los depósitos de desechos, sin embargo, presentan un comportamiento de cuerpo deformable ante las sollicitaciones sísmicas. En todo instante, las diferentes porciones de la masa potencial de deslizamiento se aceleran con magnitudes distintas y posiblemente en sentidos opuestos. Por consiguiente, los desplazamientos conviene calcularlos a partir de los acelerogramas equivalentes, los cuales incluyen los efectos de flexibilidad del talud y amplificación de los movimientos.

3.4.2 Análisis unidimensional de propagación de ondas

Se han realizado análisis unidimensionales de propagación de ondas para investigar la importancia relativa de varios factores en la respuesta sísmica de los rellenos sanitarios (Bray et al., 1995). Estos factores incluyen al suelo de apoyo, la altura del relleno, el peso volumétrico de los desechos, el módulo de corte, la capacidad de los desechos para disipar la energía sísmica y las características de los movimientos del suelo. El programa SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992) fue usado en esa investigación. Este calcula la respuesta sísmica del sitio basándose en la propagación vertical de las ondas de corte a través de una columna unidimensional de suelo / desecho. Bray et al. (1995) realizaron un análisis elástico de esfuerzos totales, el cual utiliza el método lineal equivalente para modelar el módulo dinámico y el amortiguamiento como una función de la deformación por cortante.

En esa investigación usaron las curvas de reducción del módulo de rigidez y las curvas de amortiguamiento propuestas por Seed et al. (1984) para arenas y las de Vucetic y Dobry (1991) para arcilla. Cada sitio fue analizado inicialmente sin el relleno y luego con espesores de rellenos de 7.5m, 15m, 30m, 45m y 60m. A causa de la variabilidad de los rellenos de desechos y de las incertidumbres asociadas con sus propiedades dinámicas, se usaron en el estudio rangos para las velocidades de ondas de corte en los rellenos de desechos, las cuales fueron incrementadas a medida que aumentaba la profundidad. Los rangos de velocidad de onda de corte fueron de 45 – 85 m/s, 60 – 80 m/s y 150 – 275 m/s. También calcularon módulos de deformación por cortante para estos rangos de velocidad de ondas de corte, usando un peso volumétrico asumido de 7.7 kN/m^3 . También realizaron análisis similares usando un peso volumétrico para los desechos de 12.5 kN/m^3 , pero la variación de los resultados no fue muy sensible a este parámetro. La degradación del módulo de rigidez y el incremento en la relación de amortiguamiento fueron supuestas como intermedias entre la arcilla y la turba, basados en datos recopilados por Singh y Murphy (1990), como se ilustra en la figura 3.5. Kavazanjian et al. (1995) hizo algunos estudios adicionales en los que consideró la curva del módulo de corte para la arena y la de los desechos para el amortiguamiento, figura 3.5. Usaron tres registros sísmicos similares para investigar la influencia de las características de las sollicitaciones de los

movimientos de la roca: (1) Registro del movimiento en la roca en la Isla de Yerba Buena, durante el sismo de Loma Prieta, ($M_w = 7.1$, 1989), $MHA = 0.067g$, periodo predominante $T_p = 0.64s$, (2) movimiento de la roca calculado a partir de los registros de movimiento del suelo obtenidos cerca del sitio del epicentro, durante el sismo de El Centro, ($M_w = 6.9$, 1940), $MHA = 0.35g$, $T_p = 0.2s$, y (3) movimiento de la roca en el sitio Taft durante el sismo de Kern County, ($M_w = 7.4$, 1952), $MHA = 0.178g$, $T_p = 0.33seg$. El contenido de frecuencias y las aceleraciones pico de esos movimientos fueron modificados en un amplio intervalo en los registros de los sismos considerados.

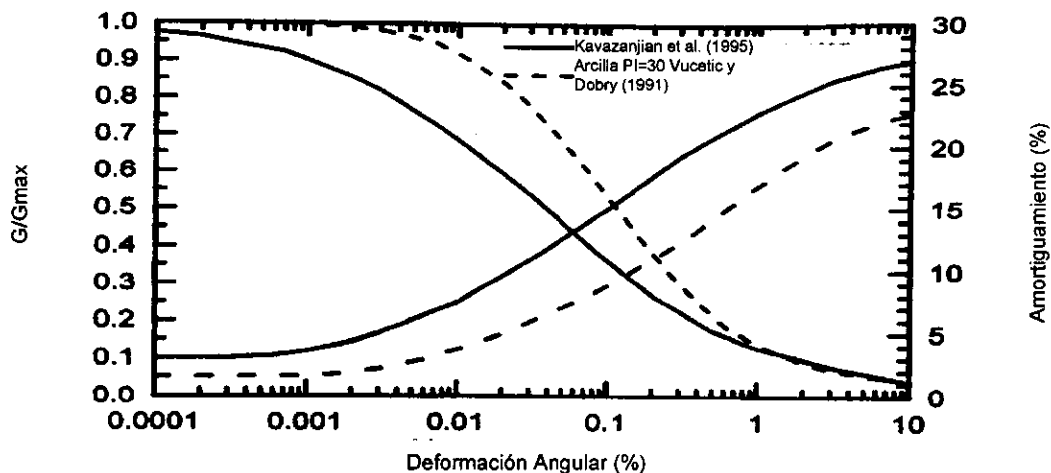


Figura 3.5. Curvas para el módulo de rigidez y amortiguamiento. Donde G_{max} es el módulo de rigidez máximo. Bray et al. (1995)

Bray et al. (1995) encontraron que la aceleración en la superficie natural calculada sin el relleno es significativamente más grande que en los casos en que se coloca el relleno sobre la superficie natural. También observó una amplificación de la aceleración máxima horizontal, la cual es significativa en la parte superior del relleno, para las alturas menores. Por el contrario, los cálculos mostraron una atenuación significativa de la aceleración máxima horizontal para las alturas mayores del relleno, figura 5.14.

3.4.3 Análisis unidimensional por medio del bloque deslizante

Mediante el uso de una masa simple amortiguada, con el modelo "Stick – Slip", Lin y Whitman (1983) encontraron que la aproximación desacoplada da estimativos razonablemente conservadores de los desplazamientos permanentes inducidos sísmicamente, a los calculados por medio de un análisis acoplado. Por ejemplo, para simular los movimientos sísmicos, en los cuales la aceleración de fluencia de un bloque deslizante es cercana a la mitad de la aceleración máxima esperada del bloque, el promedio de la sobrestimación para una aproximación desacoplada es del 15% al 20 % para materiales amortiguados. De esto concluyen que "los errores inherentes a las hipótesis desacopladas son insignificantes en comparación con las incertidumbres involucradas en el uso del bloque deslizante".

Gazetas y Uddin (1994) llevaron a cabo análisis acoplados y desacoplados por medio de elementos finitos 2D, para presas de tierra y encontraron, que estos dos tipos de análisis en general dan buenos resultados, sin embargo, proveen estimativos conservadores de la deformación por deslizamiento. Kramer y Smith (1997) están de acuerdo con que la aproximación desacoplada es algo conservadora para masas deslizantes rígidas y/o superficiales, pero producen resultados poco conservadores para fallas de masas blandas y/o profundas. Chopra y Zhang (1991) reexaminaron la hipótesis de desacoplamiento en un contexto de deslizamiento inducido en la base de una presa de concreto de gravedad. En estos análisis se calculó la respuesta lineal elástica de una presa usando el modo fundamental de vibración del apoyo, basándose en una masa distribuida e incluyendo las fuerzas inducidas del embalse y una interfaz perfectamente rígida con la fundación.

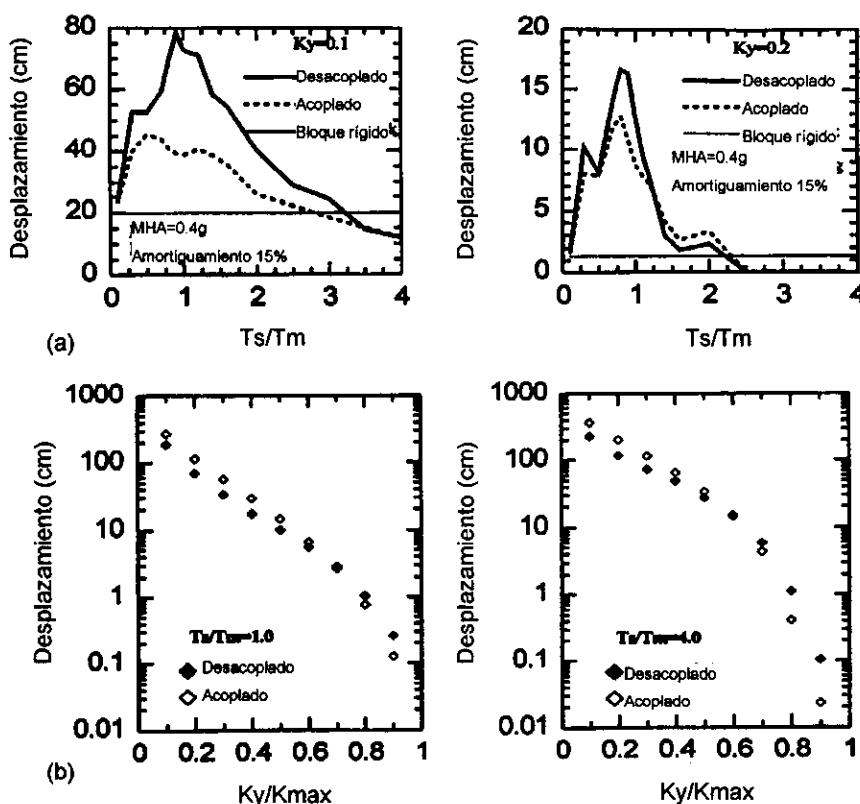


Figura 3.6. Comparación de los desplazamientos usando métodos acoplados y desacoplados con un bloque deslizante deformable, donde T_m es el periodo predominante y $k_{máx}$ es el coeficiente sísmico máximo. (Bray et al., 1995)

En la figura 3.6a se muestran los desplazamientos calculados con el método del bloque deslizante y se comparan con los obtenidos para las hipótesis de acoplamiento y desacoplamiento entre la masa deslizante y la masa que no sufre movimientos. Se observa que para los valores del periodo fundamental del terraplén, T_s , normalizado con respecto al periodo predominante de la excitación, T_m superiores a dos, el procedimiento de Newmark (1965) da valores conservadores. Para valores inferiores, el procedimiento basado en el bloque rígido arroja resultados significativamente menores. Examinando la figura 3.6b, la

aproximación desacoplada provee un estimativo razonable de los desplazamientos sísmicos obtenidos por medio de la aproximación acoplada. Sin embargo, análisis desacoplados pueden predecir desplazamientos más pequeños, que un análisis acoplado para sistemas con grandes valores de k_y / k_{max} . En estos casos los desplazamientos calculados por ambos análisis son generalmente pequeños. Para casos aplicables a los rellenos donde solo son tolerables desplazamientos pequeños de la base (p.e. $k_y / k_{max} > 0.5$), la aproximación desacoplada se considera tolerable. A bajas k_y / k_{max} (especialmente altas T_s / T_m) donde los desplazamientos son grandes, la aproximación desacoplada es menos confiable.

De los estudios realizados se puede argumentar que para una excitación específica, los desplazamientos en el relleno crecen cuando la respuesta del relleno es similar a la de un cuerpo rígido. Como el periodo fundamental se incrementa debido al incremento de la altura del relleno o a la disminución de la velocidad de onda de corte, los desplazamientos calculados decrecen. Esto es consistente con los resultados presentados en la figura 3.6a y con los resultados mostrados por Augello et al. (1995). De hecho, para una relación de k_y / k_{max} específica, el desplazamiento calculado es aproximadamente proporcional a la aceleración horizontal equivalente máxima. Los desplazamientos permanentes inducidos sísmicamente, resultantes de este método se muestran las siguientes figuras, 3.7 a 3.10.

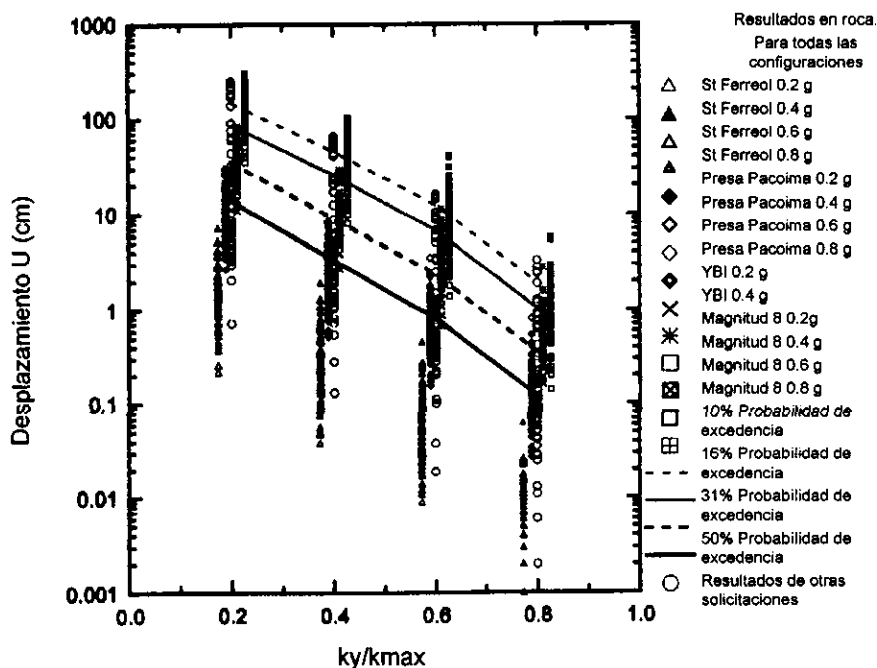


Figura 3.7. Desplazamiento normalizado en la base del bloque deslizante. (Bray et al., 1995)

Debido a la gran dispersión que muestran los resultados (figura 3.7), se han intentado varias alternativas. En la figura 3.8 el desplazamiento permanente se normaliza por medio de $k_{max} = (MHEA / g)$, donde MHEA es la máxima aceleración

horizontal equivalente y con una duración significativa ($D_{5\%-95\%}$) en las cuales la probabilidad de excedencia del sismo estará entre el 5 y el 95%. El MHEA se usa para capturar efectos importantes de la intensidad del sismo y del contenido de frecuencias. La duración significativa captura los desplazamientos normalizados, que decrecen con el incremento de k_y / k_{max} . La estimación de los desplazamientos inducidos sísmicamente, se puede obtener por medio de una evaluación de la intensidad (MHA), del contenido de frecuencias (T_m) y de la duración ($D_{5\%-95\%}$) del sismo. Estas estimaciones son usadas para el diseño del movimiento de la roca y de la determinación de las características de respuesta dinámica (T_s) y de resistencia (k_y) del relleno. En la figura 3.9 se muestran los efectos de sitio de acuerdo al material en el cual están desplantados los rellenos, y en la figura 3.10 se muestra los efectos del sismo en los desplazamientos la cobertura.

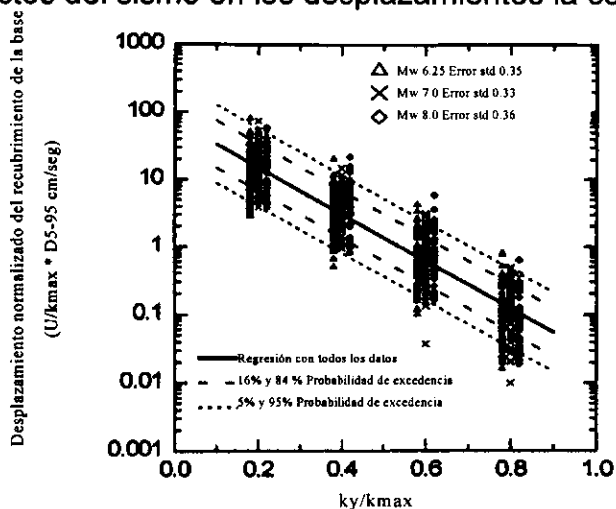


Figura 3.8. Desplazamiento normalizado en el recubrimiento de la base. (Bray et al., 1995)

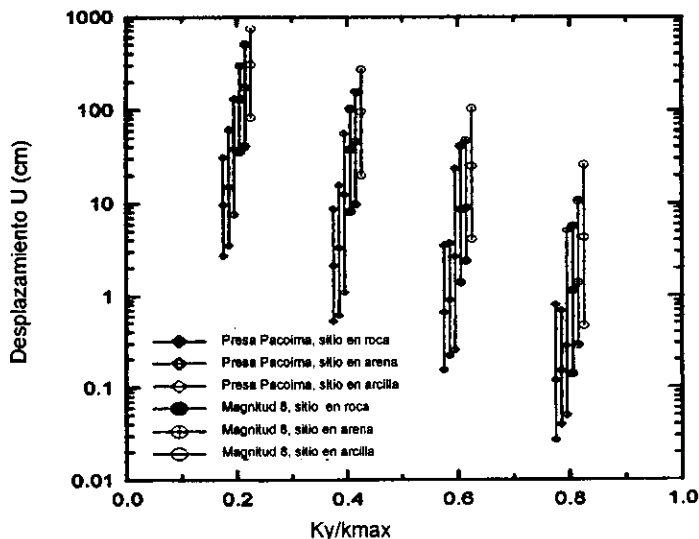


Figura 3.9. Efectos de sitio en el desplazamiento del revestimiento. (Bray et al., 1995)

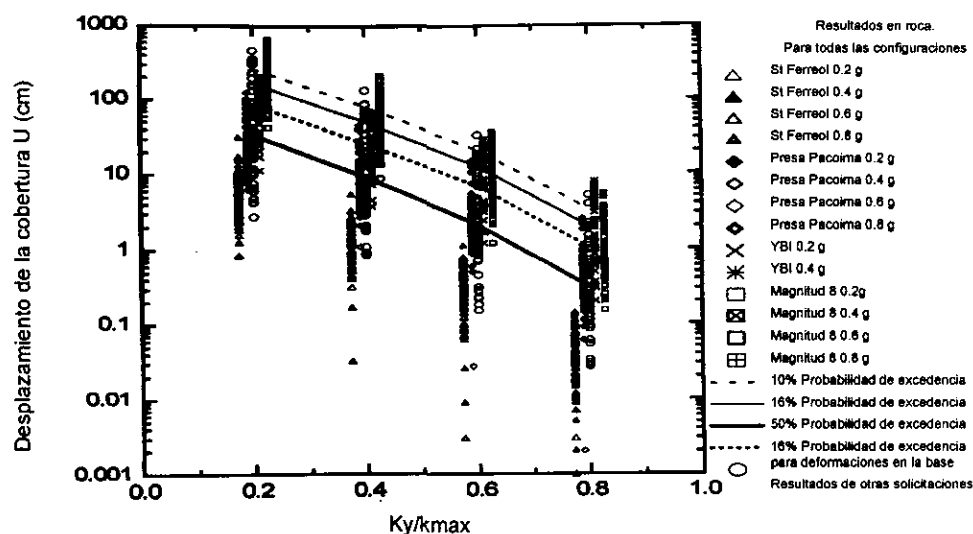


Figura 3.10. Desplazamientos en la cobertura del bloque deslizante. (Bray et al., 1995)

Los desplazamientos en la cobertura inducidos por sismos (figura 3.10) para los casos de sitios en roca exhiben una dispersión considerable, enfatizando esto la necesidad para el proyecto específico de un análisis de la deformación inducida por sismo, de los sistemas de cobertura. En general con bajos V_s se han calculado desplazamientos más grandes de la cobertura que los que tienen un V_s alto. El desplazamiento calculado de la cobertura es significativamente más grande que el calculado para la base del deslizamiento.

Estabilidad de la base

A bajos niveles de aceleración, donde la respuesta del relleno es casi lineal, Bray et al. (1995) encuentran que el MHEA para la superficie del deslizamiento se incrementa proporcionalmente con la aceleración pico (MHA) del sismo.

Para dar cuenta de la no linealidad, Bray et al. (1995) propuso el factor de respuesta no lineal $[(NRF) = MHA_{\text{sitio}} / MHA_{\text{roca}}]$. Este factor reconoce que el MHEA para una masa potencialmente deslizante puede que no sea directamente proporcional a la sollicitación MHA de la roca, a través de un rango amplio de intensidades de vibración.

El factor de respuesta captura la variación no lineal de una carga sísmica a través de un rango de intensidades de movimiento en el terreno.

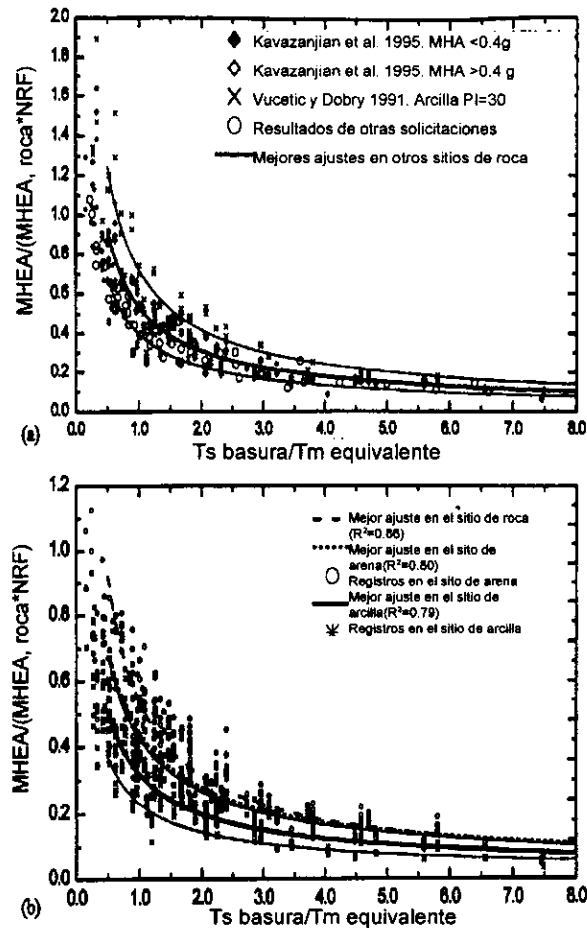


Figura 3.11. Aceleración horizontal máxima normalizada Vs periodo fundamental del relleno. (Bray et al., 1995)

El MHEA en la base del relleno normalizado con respecto al MHA y correspondiendo al NRF de la sollicitación del movimiento de la roca, se grafica contra el periodo inicial fundamental del relleno de desechos ($T_{s \text{ desecho}}$) normalizado por el periodo principal de la sollicitación del movimiento de la roca ($T_{m \text{ equivalente}}$). Introduciendo el factor de respuesta no lineal y reemplazando el periodo predominante por el periodo principal en esta normalización, se reduce la variación de los datos a cerca de una relación media, para los casos de los sitios de roca en la figura 3.11a. La cual se denota por la curva central y la dispersión existente queda comprendida entre las curvas que marcan el limite superior e inferior. Todos ellos siguen una tendencia bien definida, excepto cerca de la condición de resonancia ($T_{s \text{ desechos}}/T_{m \text{ equivalente}} < 1$).

Los efectos de las condiciones de sitio se muestran en la figura 3.11b. En la cual se observan las curvas de regresión para sitios con cimentación en roca, en rellenos de arena y arcilla, y para varias configuraciones de rellenos y sollicitaciones de los movimientos de la roca.

Para los casos estudiados, los resultados del análisis de respuesta 1D se pueden resumir de la siguiente manera:

1. La aceleración equivalente representa el esfuerzo cortante en la base de la masa deslizante seleccionada y esto es un parámetro apropiado para representar la carga sísmica.
2. Los movimientos del suelo pueden ser amplificados por la propagación de las ondas sísmicas hacia arriba. La máxima aceleración horizontal equivalente generalmente se incrementa a lo largo de la altura del relleno y esta es máxima cerca de la parte más alta del relleno.
3. La máxima aceleración horizontal equivalente para la masa del relleno de desechos sólidos con una superficie potencial de deslizamiento por la base del relleno, depende fuertemente de las características dinámicas del relleno de desechos. De hecho, un rango apropiado de propiedades dinámicas de los desechos debe de ser evaluado en el estudio de la respuesta sísmica de los rellenos.
4. La máxima aceleración horizontal equivalente depende de la aceleración y del periodo predominante del movimiento de la roca durante el sismo. Por lo que es importante considerar un rango apropiado de sollicitaciones sísmicas en la roca en los análisis de respuesta.
5. La magnitud de los desplazamientos permanentes inducidos sísmicamente en la interfaz con la fundación de los rellenos de desechos, depende de la magnitud del periodo fundamental del relleno, de la intensidad, del contenido de frecuencias y del número de ciclos de la historia de aceleración horizontal.

4. Modelo teórico propuesto

El procedimiento propuesto, consiste en representar un talud de un relleno sanitario, figura 4.1, por medio de elementos discretos, los cuales son caracterizados por medio del módulo de rigidez y el de amortiguamiento, acordes con la profundidad a la que se encuentran y de las características de los materiales que representan (p.e. basura, polietileno, geotextil, arcilla, etc.), figura 4.2.

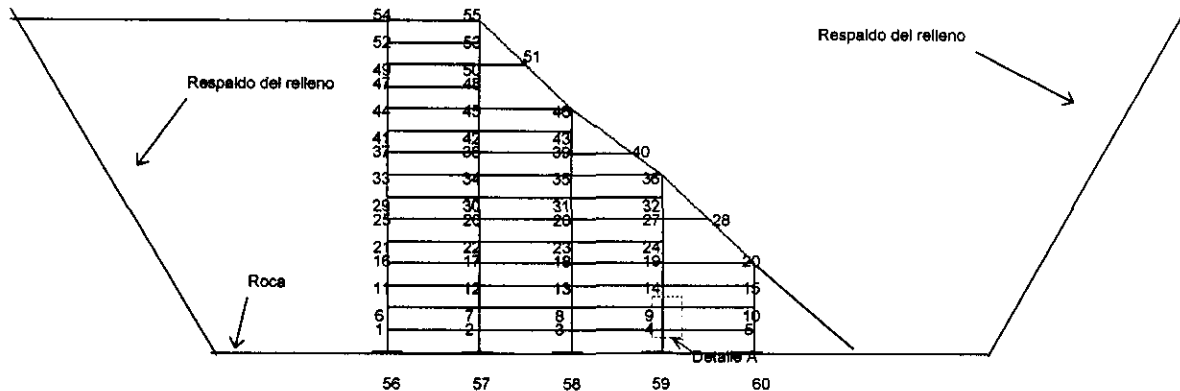


Figura 4.1. Representación esquemática del modelo discreto en un relleno sanitario, en el caso en que se este construyendo en un valle

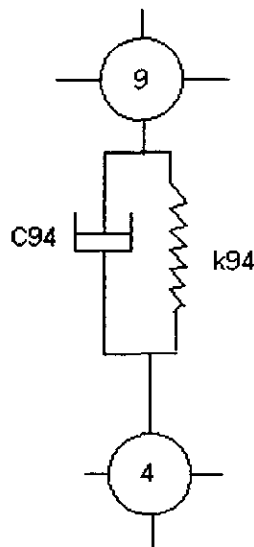


Figura 4.2. Detalle A, correspondiente a la representación de la modelación de las propiedades de un elemento discreto cualquiera, del talud

La masa que conforma el talud, se distribuye entre las columnas y en éstas la masa se concentra en los nodos, permitiendo de esta manera caracterizar cada estrato de acuerdo al peso del material que representa.

Los apoyos se representan como dos superficies en contacto, con una inclinación que varía arbitrariamente; la primera de estas superficies está conformada por el talud en sí y la otra es la correspondiente al terreno natural donde se desplanta el relleno. Cabe la aclaración de que esto es únicamente en el caso correspondiente a un desplazamiento a lo largo de la superficie de frontera entre el terreno natural y el talud. Pero si el caso que se desea representar es una falla a través del relleno, las dos superficies en contacto estarán constituidas por los desechos en sí. Es importante definir el tipo de materiales en contacto para obtener los parámetros de fricción en cada uno de los apoyos.

El relleno se somete a una excitación sísmica y se evalúa en cada instante la posible condición de inestabilidad del talud, en cuanto a los desplazamientos permanentes que se puedan llegar a generar en la base de las columnas. En el momento en que se produce un desplazamiento permanente en alguna de las columnas, se entra en una condición de transmisión de energía, la cual consiste en que la columna que se mueve transforma el desplazamiento a energía. Esta energía es sumada a la energía propia de la columna contigua hacia abajo del talud. Cuando la superficie de falla sigue una geometría que no sea una superficie plana, se procede a calcular el cambio de inclinación del apoyo después de cada desplazamiento permanente.

Luego se evalúa la degradación del módulo de rigidez y la variación del amortiguamiento crítico de los materiales que conforman los elementos discretos que constituyen el talud, cuando es sometido a cargas cíclicas de amplitud variable.

Por último, se calculan los desplazamientos absolutos entre los nodos constituyentes de cada elemento discreto y se revisa la condición de resistencia límite del elemento a tensión, determinando de esta manera la posible formación de grietas en el talud y el instante en que éstas llegasen a ocurrir.

4.1 Ecuación de movimiento

Matriz de masa

La masa del suelo correspondiente al semi-espacio comprendido por los elementos de unión se concentra en los nodos de la retícula, figura 4.3. La matriz de masa para esta condición resulta siendo una matriz diagonal en la que se incluyen las masas concentradas de acuerdo a los grados de libertad de los nodos. La magnitud de las masas concentradas se obtiene con la aproximación de áreas de influencia, como se indica en la figura 4.3. La matriz de masas concentradas se expresa como:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

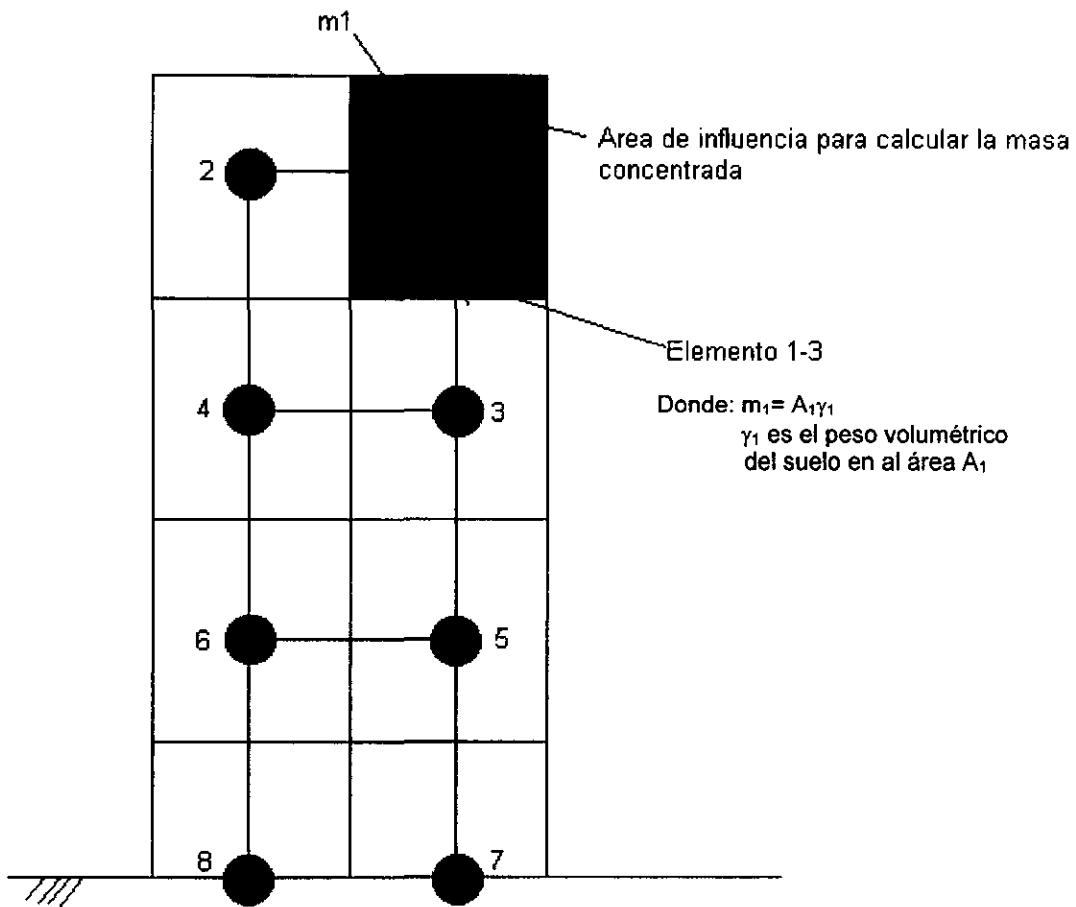


Figura 4.3. Masas concentradas

Matriz de rigidez

Cada uno de los elementos discretos constitutivos del talud, posee su propia rigidez, ésta es colocada en la matriz de rigidez, de acuerdo a la forma en que se encuentran unidos dichos elementos, en el nodo común a ellos, formando una matriz simétrica, de la siguiente manera:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & -k_{12} & -k_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_{12} & k_{22} & 0 & -k_{24} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_{13} & 0 & k_{33} & -k_{34} & -k_{35} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{24} & -k_{34} & k_{44} & 0 & -k_{46} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{35} & 0 & k_{55} & -k_{56} & -k_{57} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{46} & -k_{56} & k_{66} & 0 & -k_{68} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{57} & 0 & k_{77} & -k_{78} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{68} & -k_{78} & k_{88} \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

Matriz de amortiguamiento

Cada uno de los elementos discretos constitutivos del talud posee su propio módulo de amortiguamiento, el cual es colocado en la matriz de amortiguamiento, de acuerdo a la forma en que se encuentran unidos dichos elementos. La matriz resultante tiene la siguiente forma:

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & -c_{12} & -c_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -c_{12} & c_{22} & 0 & -c_{24} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -c_{13} & 0 & c_{33} & -c_{34} & -c_{35} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -c_{24} & -c_{34} & c_{44} & 0 & -c_{46} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -c_{35} & 0 & c_{55} & -c_{56} & -c_{57} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -c_{46} & -c_{56} & c_{66} & 0 & -c_{68} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{57} & 0 & c_{77} & -c_{78} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{68} & -c_{78} & c_{88} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

Cosenos directores

Estos definen la orientación en el espacio bidimensional, de cada uno de los elementos discretos para obtener los nuevos valores del módulo de rigidez y del amortiguamiento. La orientación se modifica de acuerdo con los cambios que ocurran en la geometría rectangular inicial por efecto de la excitación dinámica.

$$CDX = \frac{X_f - X_i}{\sqrt{(X_f - X_i)^2 + (Y_f - Y_i)^2}} \quad (4.4)$$

$$CDY = \frac{Y_f - Y_i}{\sqrt{(X_f - X_i)^2 + (Y_f - Y_i)^2}} \quad (4.5)$$

Donde: X_i, Y_i son las coordenadas de la posición inicial de los elementos discretos y X_f, Y_f las correspondientes a la localización final.

Método de Newmark

Se usa para la integración de las ecuaciones diferenciales de movimiento.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\} \quad (4.6)$$

Constantes de Newmark

Constantes para el método de integración numérico de Newmark.

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \times \Delta t^2} \quad (4.7)$$

$$a_1 = \frac{\delta}{\alpha \times \Delta t} \quad (4.8)$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \times \Delta t} \quad (4.9)$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \quad (4.10)$$

$$a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1 \quad (4.11)$$

$$a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \quad (4.12)$$

$$a_6 = \Delta t \times (1 - \delta) \quad (4.13)$$

$$a_7 = \delta \times \Delta t \quad (4.14)$$

Datos iniciales

Son las condiciones de inicio de la excitación en $t=0s$ requeridas para inicializar el método de Newmark, como son desplazamiento, velocidad y aceleración, las cuales se definen para cada una de las masas involucradas en el modelo en dicho instante y para las condiciones específicas de la excitación.

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \circ \\ \circ \\ U_n \end{Bmatrix} \quad \{\dot{U}\} = \begin{Bmatrix} \dot{U}_1 \\ \dot{U}_2 \\ \circ \\ \circ \\ \dot{U}_n \end{Bmatrix} \quad \{\ddot{U}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{U}_1 \\ \ddot{U}_2 \\ \circ \\ \circ \\ \ddot{U}_n \end{Bmatrix} \quad (4.15)$$

Donde : U es la condición de desplazamiento inicial.

\dot{U} es la condición de velocidad inicial.

\ddot{U} es la condición de aceleración inicial.

Matriz de rigidez equivalente

$$[\hat{K}] = [K] + a_0 \times [M] + a_1 \times [C] \quad (4.16)$$

Vector de carga externa

Esta ecuación sólo se aplica a los elementos ligados a los apoyos, la excitación actúa en el elemento que está ligado al apoyo y éste a su vez la transmite a la masa que se encuentra en su extremo, la cual la transmite a su vez a toda la estructura. Si hay varios elementos, se forman los vectores respectivos de cada elemento y se multiplican por la masa de éste y posteriormente se suman los vectores, como se indica en la figura 4.4.

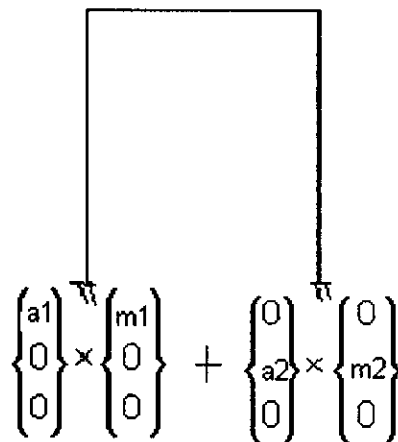


Figura 4.4. Formación de los vectores de carga externa

Vector de carga externa equivalente

Este vector define las características de la excitación que actúa sobre el modelo.

$$\begin{aligned} \{\hat{R}_{t+\Delta t}\} &= \{R_{t+\Delta t}\} + [M] \times \left(a_0 \times \{U_t\} + a_2 \times \{\dot{U}_t\} + a_3 \times \{\ddot{U}_t\} \right) + \\ &+ C \times \left(a_1 \times \{U_t\} + a_2 \times \{\dot{U}_t\} + a_3 \times \{\ddot{U}_t\} \right) \end{aligned} \quad (4.17)$$

Desplazamiento

Cálculo del desplazamiento relativo para cada nodo en cada incremento de tiempo.

$$\{U_{t+\Delta t}\} = \frac{\{\hat{R}_{t+\Delta t}\}}{\{\hat{K}\}} \quad (4.18)$$

Aceleración

Cálculo de la aceleración resultante para cada nodo en cada incremento de tiempo.

$$\{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} = a_0 \times (U_{t+\Delta t} - U_t) - a_2 \times \dot{U}_t - a_3 \times \ddot{U}_t \quad (4.19)$$

Velocidad

Cálculo de la velocidad resultante para cada nodo en cada instante de tiempo.

$$\{\dot{U}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{U}_t\} + a_6 \times \{\ddot{U}_t\} + a_7 \times \{\ddot{U}_{t+\Delta t}\} \quad (4.20)$$

4.2 Análisis de los desplazamientos permanentes

4.2.1 Cálculo de la fuerza resistente

Se calcula la fuerza de fricción estática y la fuerza que se opone al desplazamiento de los apoyos de acuerdo al peso inicial de la columna de suelo involucrada. Cabe anotar que en el modelo planteado esta fuerza es constante en todo instante, excepto cuando ocurre un desplazamiento permanente en los apoyos (como se vera más adelante).

$$F_r = N \times \tan \delta \quad (4.21)$$

Donde: F_r es la fuerza de resistencia al deslizamiento.
 N es el peso de la columna de suelo.
 δ es el coeficiente de fricción.

4.2.2 Cálculo de las fuerzas activas

Estas fuerzas desequilibrantes resultan de la excitación sísmica y del peso propio de las columnas de suelo.

$$F_a = F_{\text{estática}} + F_k + F_c + F_i \quad (4.22)$$

$$F_a = mg \sin \alpha + kU + c\dot{U} - m_0(\ddot{U}_b + \ddot{U}_0) \quad (4.23)$$

Donde:

- F_a es la fuerza inducida por la excitación resultante en los apoyos.
- $F_{\text{estática}}$ es la fuerza estática, producida por el peso propio.
- F_k es la fuerza ocasionada por la rigidez y el desplazamiento relativo.
- F_c es la fuerza ocasionada por el amortiguamiento y la velocidad relativa.
- F_i es la fuerza de inercia.
- m es la masa total de la columna.
- m_0 es la masa del primer elemento ligado a la base.
- \ddot{U}_b es la aceleración del suelo.
- \ddot{U}_0 es la aceleración neta o a_{neta} como se seguirá llamando.

4.2.3 Evaluación de la relación entre fuerzas actuantes y resistentes

Se realiza el equilibrio de fuerzas para determinar la condición de estabilidad o inestabilidad del sistema, figura 4.5. Si $F_a > F_r$, ocurre el deslizamiento de la masa.

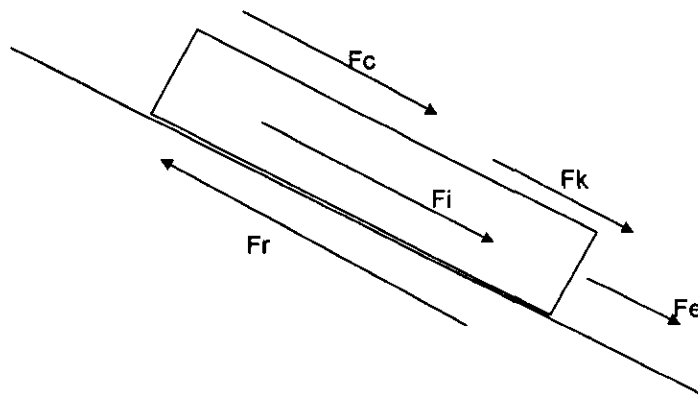


Figura 4.5. Fuerzas actuantes

4.2.4 Cálculo del desplazamiento

Se determina el desplazamiento permanente que sufre el apoyo, de acuerdo a la aceleración neta que actúa sobre él a lo largo de todo el intervalo, con base en la integración paso a paso del acelerograma, como ya se explicó en el capítulo 3.

$$U_{\text{permanente}} = \frac{1}{2} \times a_{\text{neta}} \times t^2 \quad (4.24)$$

Donde: $U_{\text{permanete}}$ es el desplazamiento permanente en la base de cada columna.
 t es el tiempo que dura el desplazamiento.
 a_{neta} es la aceleración neta del sistema.

4.2.5 Cambio de energía en las columnas de suelo

Consiste en determinar la cantidad de energía (figura 4.6) con la cual se llega a la condición de equilibrio límite o sea la energía de fluencia. Marcando ésta la condición de frontera a partir de la cual el apoyo se deslizará y la cantidad de energía que sobrepase este valor se denominará como energía excedente; esta energía se transmite a la columna anexa (pendiente abajo) en términos de su masa. La suma de masas se irá acumulando hasta el momento en que la columna superior deje de deslizarse con lo cual se regresará a la masa inicial de las columnas involucradas.

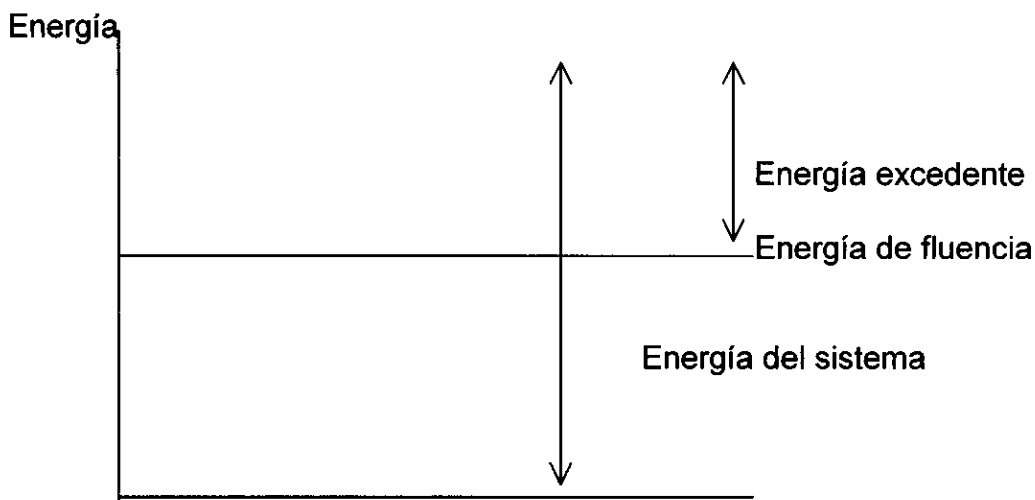


Figura 4.6. Diagrama de energía del modelo

4.2.6 Condiciones de excedencia

Con base en la aceleración neta del sistema se calcula la energía que excede a la energía de fluencia.

$$V_{\text{excedente}} = a_{\text{neta}} t \quad (4.25)$$

$$E_{\text{excedente}} = \frac{1}{2} m_{\text{columna}} V_{\text{excedente}}^2 \quad (4.26)$$

Donde $V_{\text{excedente}}$ es la velocidad de excedencia.
 $E_{\text{excedente}}$ es la energía de excedencia.
 m_{columna} es la masa de la columna que se desplaza.

4.2.7 Masa equivalente a transmitir a la siguiente columna de suelo

La energía excedente proveniente del desplazamiento de la columna, se convierte en términos de masa. Esta masa excedente es sumada proporcionalmente a la masa de cada uno de los nodos de la columna siguiente, figura 4.7. Siendo estas las condiciones iniciales de la columna receptora de la masa para el siguiente intervalo de tiempo. En el momento en que cese el desplazamiento, la columna receptora volverá a su masa inicial.

$$E_{\text{totalsiguiente}} = E_{\text{siguiente}} + E_{\text{excedente}} \quad (4.27)$$

$$E_{\text{siguiente}} = \frac{1}{2} m_{\text{siguiente}} V_{\text{sistemasiguiente}}^2 \quad (4.28)$$

$$m_{\text{siguientetotal}} = \frac{E_{\text{totalsiguiente}}}{V_{\text{sistemasiguiente}}} \quad (4.29)$$

Donde: $E_{\text{totalsiguiente}}$ es la energía correspondiente a la columna de suelo contigua a la que sufre el desplazamiento, sumada a la energía excedente de la columna que se desplaza.

$m_{\text{siguiente}}$ es la masa de la columna contigua a la columna que presenta el desplazamiento.

$V_{\text{sistemasiguiente}}$ es la velocidad de la columna contigua a la columna que presenta el desplazamiento.

$m_{\text{siguientetotal}}$ es la masa correspondiente a la columna de suelo contigua a la que sufre el desplazamiento sumada a la masa excedente de la columna que se desplaza.

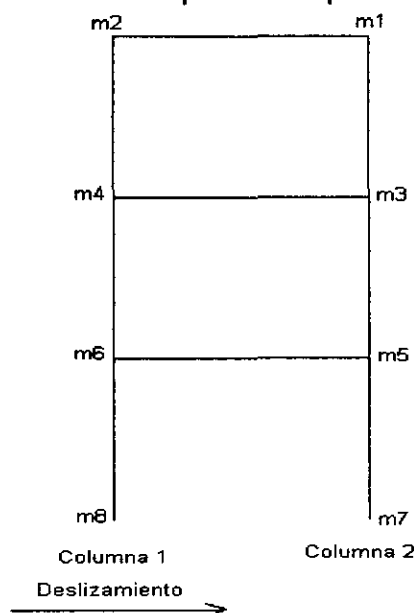


Figura 4.7. Ejemplo de la transferencia de energías

En la figura 4.7 se muestra un ejemplo que ilustra la hipótesis adoptada para transmitir la energía de una columna, cuyo apoyo desliza, a la columna contigua.

Cuando se produce el movimiento en la columna 1, la energía se transmite a la columna 2, quedando de tal manera la masa de la columna 2 (m_2) como la suma de la masa excedente de la columna 1 más la masa que correspondiente por el peso propio de la columna 2.

4.2.8 Cálculo de la nueva inclinación de los apoyos, debido al desplazamiento permanente de la columna respectiva

Cuando se produce el desplazamiento permanente de alguna de las columnas de suelo y debido a que la superficie potencial de falla asumida puede no ser plana, se debe de determinar la nueva inclinación del apoyo de la columna que sufrió desplazamiento. Por ahora se ha implementado esto para un caso en el que se supone la formación de una superficie de falla circular, figura 4.8.

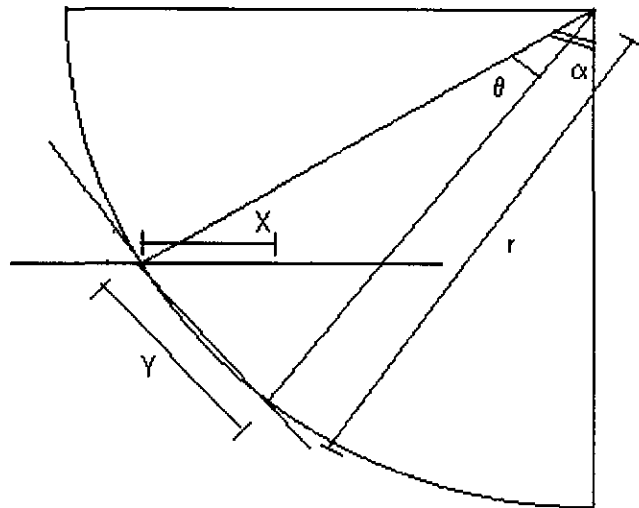


Figura 4.8 Cambio en la inclinación de los apoyos, para el caso en el que se supone una superficie de falla circular

$$\text{Cos} \alpha = \frac{x}{y} \quad (4.30)$$

$$\text{Sen} \frac{\theta}{2} = \frac{y}{r} \quad (4.31)$$

$$\frac{\theta}{2} = \text{asen} \frac{y}{r} \quad (4.32)$$

Donde: Y es la distancia que se desplaza el apoyo sobre la superficie de falla.
X es la distancia horizontal que se desplaza el apoyo.

α es el ángulo de inclinación inicial del apoyo.

θ es la variación de la inclinación del apoyo.

4.2.9 Determinación de los desplazamientos relativos entre los estratos

Esto es con el fin de calcular la degradación del módulo de rigidez, por acción de cargas cíclicas; se calculan los desplazamientos relativos entre nodos y con base en estos se determina la deformación angular entre ellos, para luego hacer uso de las ecuaciones de Romo (1995) y determinar así el nuevo módulo de rigidez del elemento degradado, figura 4.9.

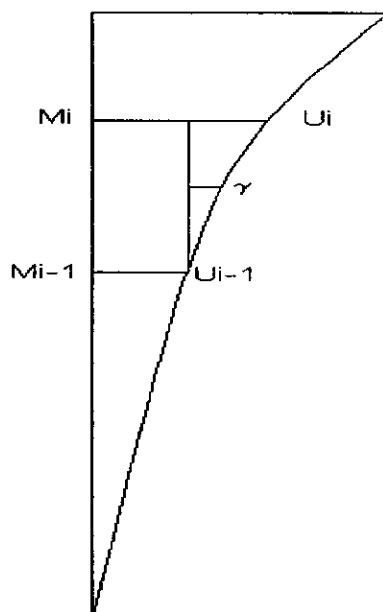


Figura 4.9. Esquema para el cálculo de los desplazamientos relativos entre estratos

$$\gamma = \frac{U_i - U_{i-1}}{2H} \quad (4.33)$$

Donde: U_i es el desplazamiento relativo del nodo superior.
 U_{i-1} es el desplazamiento relativo del nodo inferior.
 H es la separación entre los nodos.
 γ es la deformación angular.

4.2.10 Determinación de la fisuración en el terreno

Se plantea una condición para la formación de fisuras en el terreno, la cual se calcula con base en un porcentaje de la deformación unitaria del material, aplicado a la distancia entre los nodos que están unidos por un mismo elemento (figura 4.10). Con base en sus desplazamientos absolutos, se determina la falla del material a tensión y la consecuente formación de fisuras en el talud. Este efecto

repercute en la matriz de rigidez por medio de la inutilización del elemento que ha sufrido la falla, con lo cual los elementos restantes pasan a realizar el trabajo correspondiente del elemento que fue inutilizado.

$$U_{\text{absoluto}}^i = U_{\text{permanente}}^i + U_{\text{relativo}}^i \tag{4.34}$$

$$U_{\text{absoluto}}^{i+1} = U_{\text{permanente}}^{i+1} + U_{\text{relativo}}^{i+1} \tag{4.35}$$

$$U_{\text{nodos}} = U_{\text{absoluto}}^{i+1} - U_{\text{absoluto}}^i \tag{4.36}$$

Donde: U_{absoluto} es el desplazamiento absoluto de cada nodo.
 $U_{\text{permanente}}$ es el desplazamiento permanente ocasionado por el deslizamiento ocurrido en el apoyo de la columna a la cual pertenece el nodo.
 U_{relativo} es el desplazamiento relativo de los nodos en cada incremento de tiempo.
 U_{nodos} es el desplazamiento absoluto entre los nodos.

Se definió un criterio de falla a tensión para el suelo el cual consiste en:

$$U_{\text{nodos}} > L \times \delta \tag{4.37}$$

Donde: L es la separación entre nodos.
 δ es la deformación unitaria admisible.

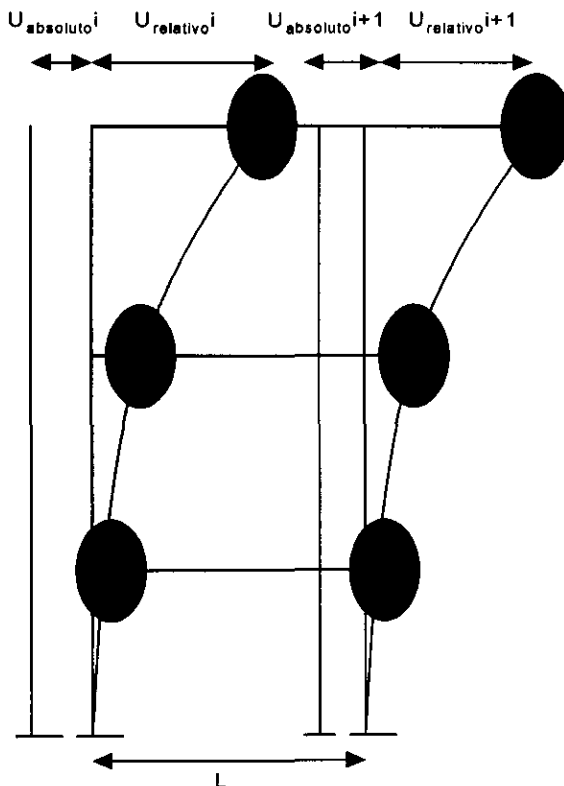


Figura 4.10. Esquema para determinar la fisuración entre los elementos de unión

5. Comprobación y análisis del método.

En este capítulo se muestra cómo el método fue comprobado, implementado y posteriormente aplicado, ésto con el fin de dar a conocer el alcance de éste y sus ventajas ante los métodos propuestos anteriormente, como también su aplicabilidad y sensibilidad de su respuesta a la variación de algunos parámetros involucrados en el problema.

5.1 Comparación de los resultados obtenidos con soluciones analíticas

Inicialmente se calculó la respuesta teórica del sistema propuesto, para ésto se usaron las ecuaciones correspondientes a un sistema de un grado de libertad, sometido a una vibración forzada armónica:

Desplazamiento:

$$U = \frac{P_m}{k} \times \frac{\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}\right) \times \text{sen}(\omega \times t) - 2 \times \xi \times \frac{\Omega}{\omega} \times \cos(\Omega \times t)}{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right]^2 + 4 \times \xi^2 \times \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2} \quad (5.1)$$

Donde: P_m es la amplitud de la carga.
 t es el tiempo.
 ξ es el amortiguamiento.
 ω es la frecuencia angular.
 Ω es la frecuencia de la excitación.

Velocidad:

$$\dot{U} = \frac{P_m}{k} \times \frac{\Omega \times \left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}\right) \times \cos(\omega \times t)}{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right]^2} \quad (5.2)$$

Aceleración:

$$\ddot{U} = \frac{P_m}{k} \times \frac{-\Omega^2 \times \left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}\right) \times \text{sen}(\omega \times t)}{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right]^2} \quad (5.3)$$

Frecuencia angular:

$$\omega_{\text{sistema}} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (5.4)$$

Donde: ω_{sistema} es la frecuencia angular.
k es la rigidez del suelo.
m es la masa.

Para realizar la comprobación, se propuso un sistema de un grado de libertad, el cual constaba de una masa concentrada en su extremo superior (m) y un elemento de conexión con una rigidez (k) y un amortiguamiento (c), y el sistema se consideró restringido en la base. El sistema fue sometido a una vibración forzada armónica, definida por $X = \text{sen } w(t)$, figura 5.1.

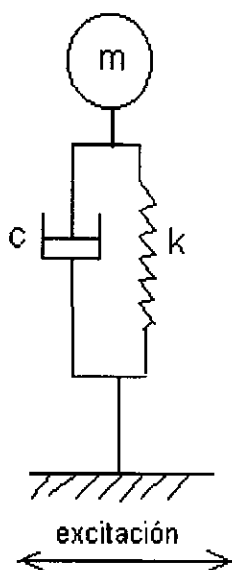


Figura 5.1 Sistema de un grado de libertad

Los resultados obtenidos por medio del sistema de un grado de libertad, en términos de desplazamientos, velocidades y aceleraciones, calculadas con las expresiones 5.1 a 5.3, se muestran la figura 5.2, y en la figura 5.3a y b se presentan las respuestas correspondientes obtenidas con el procedimiento propuesto.

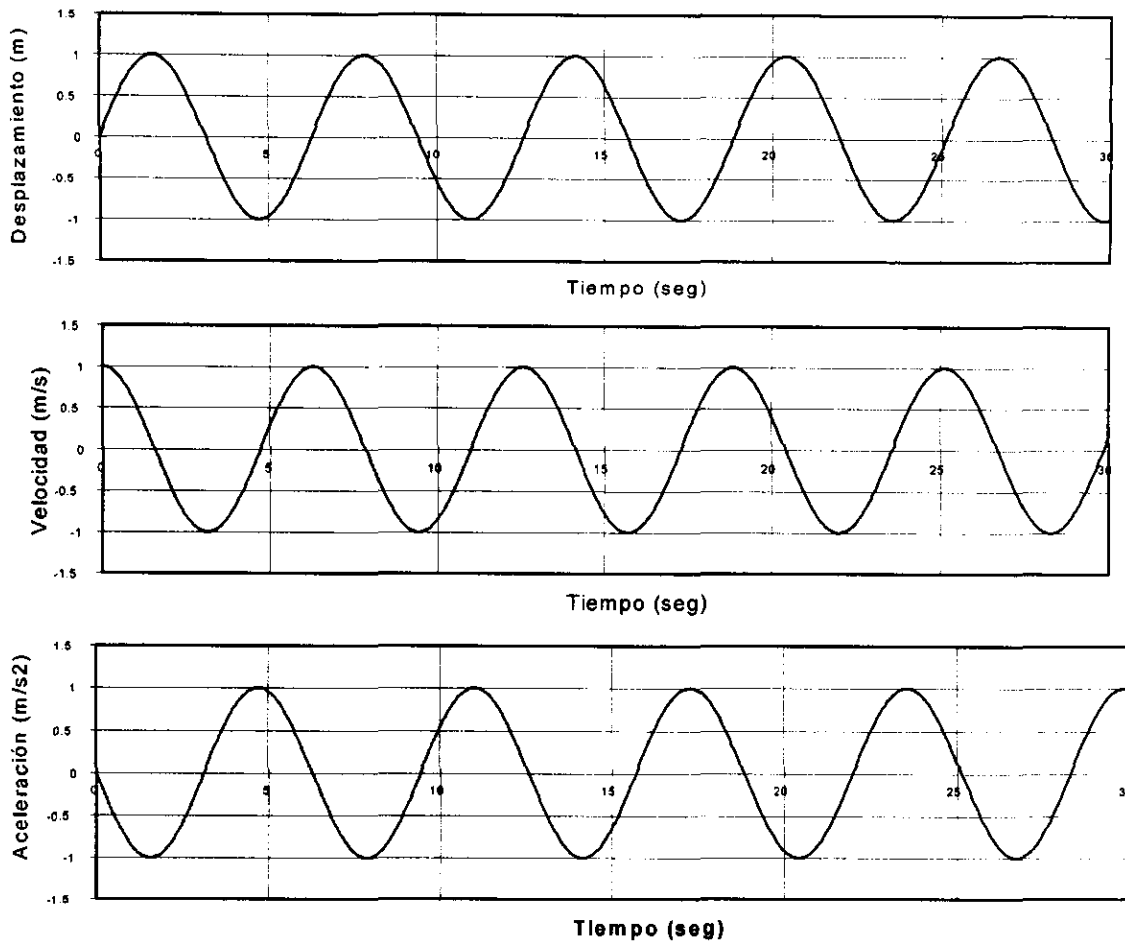


Figura 5.2. Desplazamiento, velocidad y aceleración resultantes obtenidos por medio de las ecuaciones 5.1 a 5.4

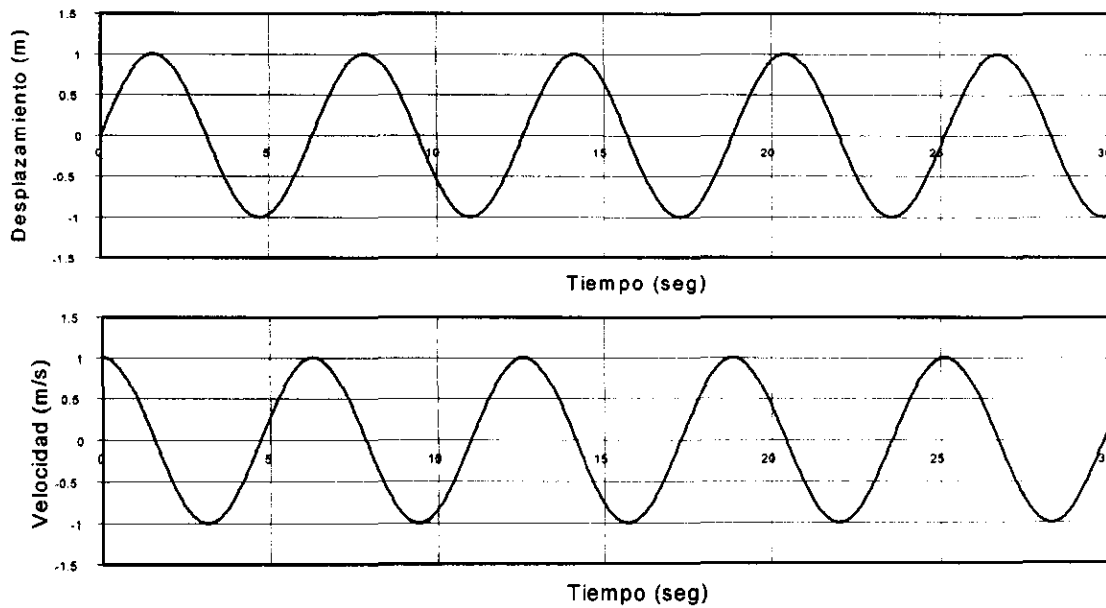


Figura 5.3a. Desplazamiento resultante del sistema de un grado de libertad, obtenido por medio del procedimiento propuesto

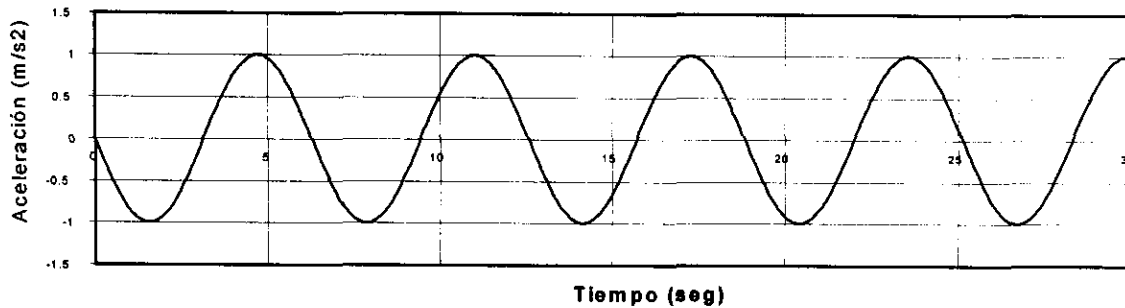


Figura 5.3b. Velocidad y aceleración resultantes del sistema de un grado de libertad, obtenidas por medio del procedimiento propuesto

Como se puede observar, los resultados obtenidos con ambos procedimientos, son iguales, lo que indica que el método numérico propuesto es confiable.

5.2 Obtención de parámetros y calibración del método

Para realizar la comprobación del método en un sistema de múltiples grados de libertad se tomaron los resultados obtenidos por Bray et al. (1995), del estudio que realizaron para la definición del comportamiento dinámico de rellenos sanitarios de diferente altura (descrito en el capítulo 3), sometidos al sismo de Loma Prieta, por medio de los registros obtenidos en roca en la isla de Yerba Buena, figura 5.4. El estudio realizado por Bray et al. (1995) consistió en obtener las aceleraciones horizontales máximas para varios sitios con estratigrafías diferentes, en los que posteriormente colocó los rellenos y encontró el perfil de aceleraciones horizontales máximas en todo el sistema suelo - relleno. Para esto, hizo uso del programa de propagación unidimensional de ondas, SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992).

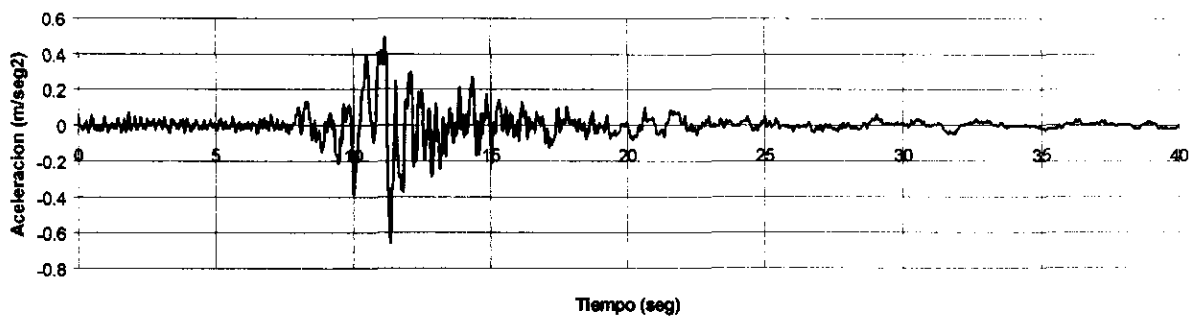


Figura 5.4 Registro de aceleración en la roca, durante el sismo de Loma Prieta

Esta fase del presente estudio se inició con el registro de aceleraciones en la roca del sismo de Loma Prieta (figura 5.4) y por medio del programa SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972), aplicado a un perfil de suelo similar al usado en el estudio de Bray et al. (1995), figuras 5.7 y 5.8, se calculó la historia de aceleraciones en la superficie del terreno natural. Para esto, fue necesario determinar la curva de degradación del módulo de rigidez y la de la relación de amortiguamiento crítico para los materiales utilizados en el perfil del terreno, lo

cual se logró usando las ecuaciones de Romo (1995) (ecuaciones 5.6 a 5.8), para las arcillas de la ciudad de México y de las curvas para la determinación de los parámetros γ , A y B (Romo 1995), figura 5.5.

Las curvas de variación del módulo de rigidez y del módulo de amortiguamiento se pueden expresar como:

$$\frac{G(\gamma)}{G_{\max}} = [1 - H(\gamma)] \quad (5.5)$$

Donde: $G(\gamma)$ es el módulo de cortante para cualquier deformación.
 G_{\max} es el módulo de rigidez máximo (p.e. para $\gamma \leq 10^{-4}\%$).

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^A \quad (5.6)$$

Donde: γ es la deformación en cualquier instante.
 γ_r es la deformación de referencia.
A y B son los parámetros dependientes del índice de plasticidad.

$$G_{\max} = \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 \quad (5.7)$$

Donde: γ_s es el peso volumétrico del material.
g es la aceleración de la gravedad.
 V_s es la velocidad de onda de corte.

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min}) H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad (5.8)$$

Donde: λ es la relación de amortiguamiento para la deformación γ .
 λ_{\max} es el máximo valor de λ que puede alcanzar el suelo antes de fallar por carga dinámica.
 λ_{\min} es el valor mínimo de λ (p.e. $\gamma \leq 10^{-4}\%$).

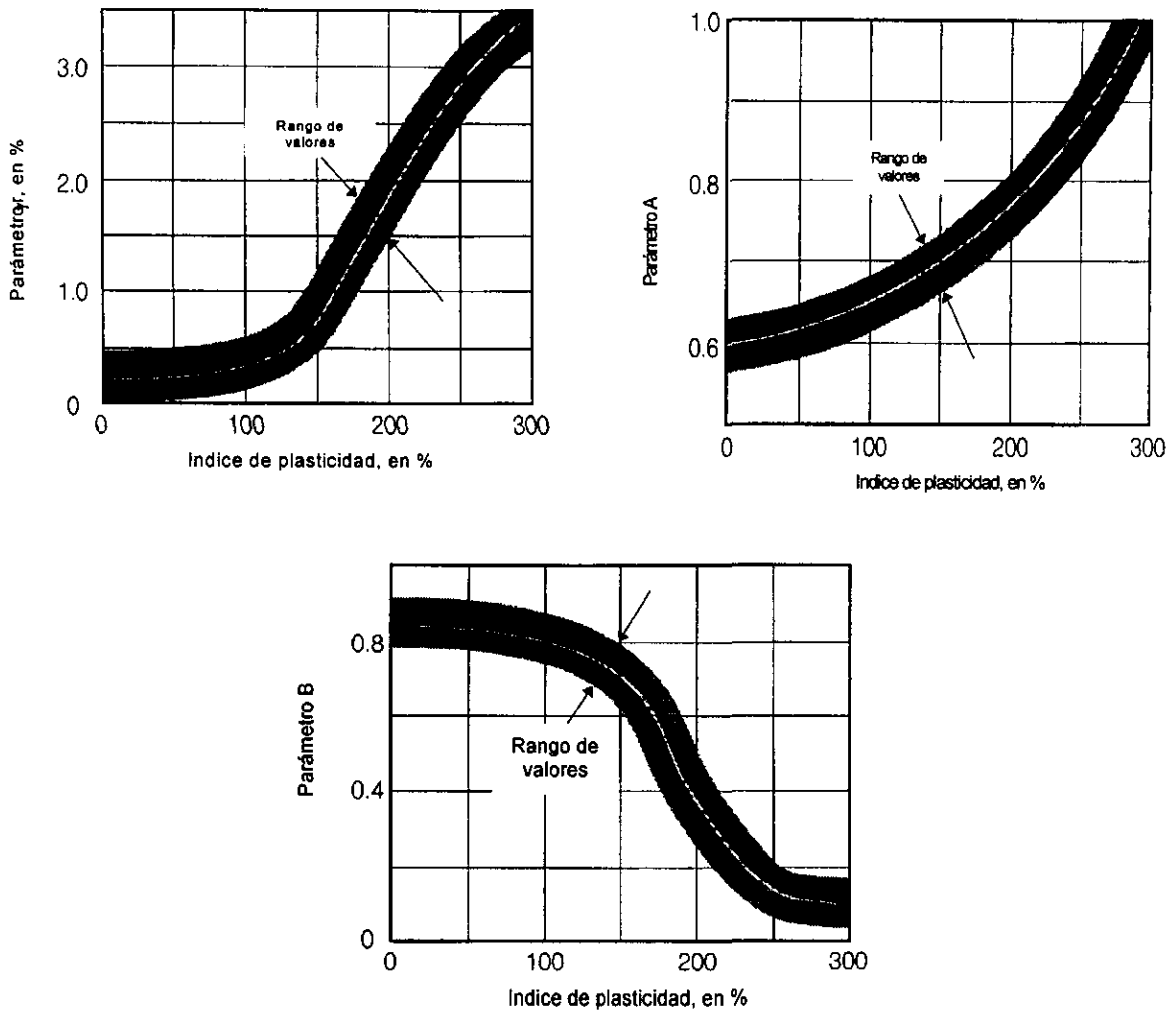


Figura 5.5. Curvas de Romo (1995) para el cálculo de los parámetros γ , A y B usados en la evaluación de la aceleración máxima horizontal del terreno natural

Parámetros usados en las ecuaciones:

Arcilla limosa:

λ mínimo 4%

λ máximo 25%

G máximo 178.0 Mpa

$I_p = 20$

$\gamma = 1.1 \text{ ton/m}^3$

$V_s = 200 \text{ m/s}$

Arena:

λ mínimo 4%

λ máximo 25%

G máximo 38.25 Mpa

$I_p = 0$

$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$

$V_s = 150 \text{ m/s}$

En la figura 5.6 se muestra las curvas obtenidas para la degradación del módulo de rigidez y la variación del amortiguamiento con base en las ecuaciones y curvas de Romo (1995).

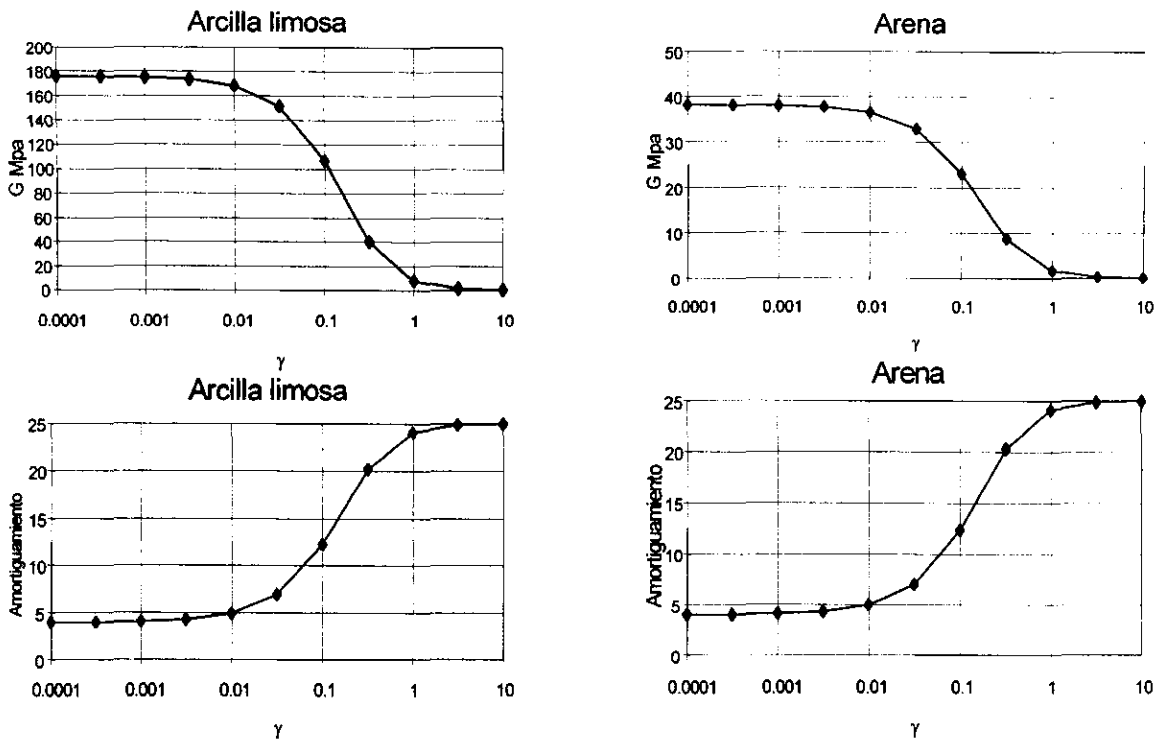


Figura 5.6. Curvas resultantes para el módulo de corte y de amortiguamiento, usadas en el cálculo de la aceleración máxima horizontal en el terreno natural

En las figuras 5.7 y 5.8, se muestran los perfiles que fueron usados para representar el terreno natural, sobre los cuales posteriormente se colocaron los rellenos sanitarios. Cabe notar que las curvas mostradas en la figura 5.6 se aplicaron a los materiales que constituyen el perfil de la figura 5.7, y este mismo perfil fue usado en el SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972), para la obtención de la aceleración horizontal en la superficie del terreno, para este estudio.

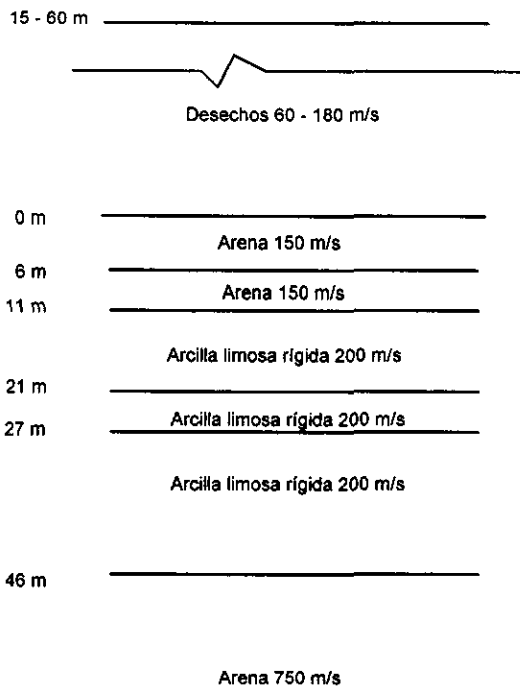


Figura 5.7. Perfil del terreno natural usado en la determinación de la aceleración superficial en este estudio

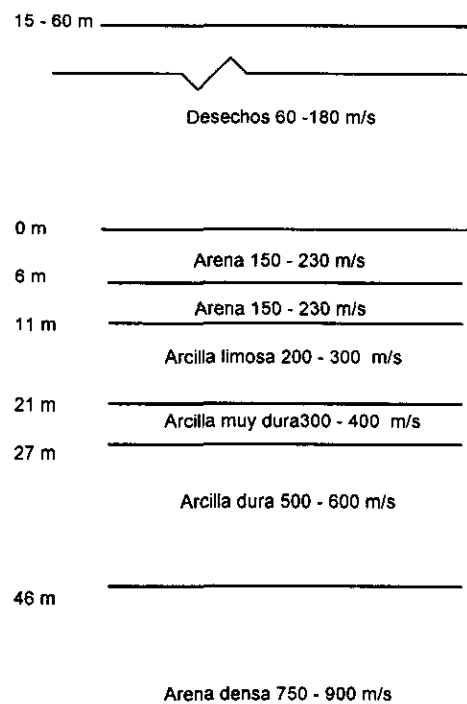


Figura 5.8. Perfil del terreno natural usado en la determinación de la aceleración superficial por Bray et al. (1995)

En las figuras 5.7 y 5.8 se observan diferencias en los materiales que constituyen cada perfil, debido a que se trató de unificar las características de los materiales utilizados en este estudio, debido a que se desconocían las características de los materiales usados por Bray et al. 1995.

En las figuras 5.9 y 5.10 se muestran los perfiles de aceleraciones horizontales máximas obtenidos para los depósitos (figuras 5.7 y 5.8), tanto para este estudio, figura 5.9, como para el estudio realizado por Bray et al. (1995), figura 5.10. Este perfil es obtenido sin considerar todavía la presencia del relleno sanitario. En estas figuras se observan ciertas diferencias que se pueden atribuir al uso de curvas de atenuación diferentes a las empleadas por Bray et al. (1995) y a las características de la excitación a 90m de profundidad. Conviene resaltar que los resultados de la figura 5.9 fueron los más aproximados que se lograron obtener, con un conjunto de datos congruente a los reportados en el trabajo de Bray et al. (1995).

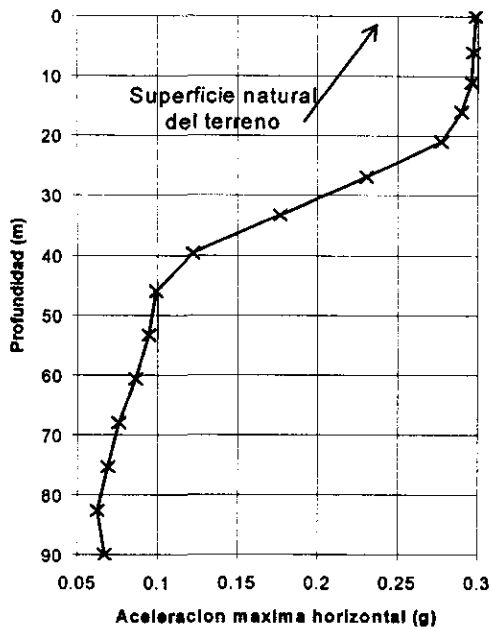


Figura 5.9. Aceleraciones máximas del terreno natural, en el sitio del relleno usadas en este estudio

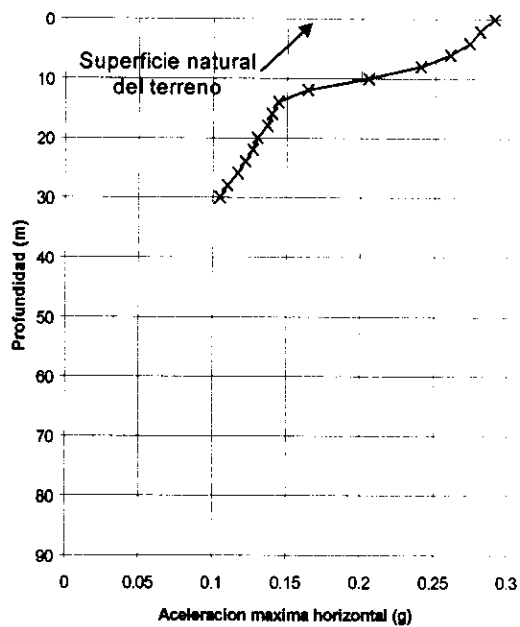


Figura 5.10. Aceleraciones máximas del terreno natural, en el sitio del relleno usadas por Bray et al. (1995)

En la figura 5.11 se aprecia la historia de aceleraciones resultante en la superficie del terreno, obtenida con el procedimiento propuesto y en las figuras 5.12 y 5.13, se muestran las historias de velocidad y desplazamiento. La historia de aceleraciones en la superficie del terreno, es la que se usa como función de excitación en la base del relleno sanitario. Se tiene conciencia de que la presencia del relleno puede modificar los movimientos de campo libre calculados. Sin embargo, puesto que se está en un proceso de evaluación del modelo, no se incluyó el efecto de interacción debido a que los estudios de Bray et al. (1995) no lo contemplan.

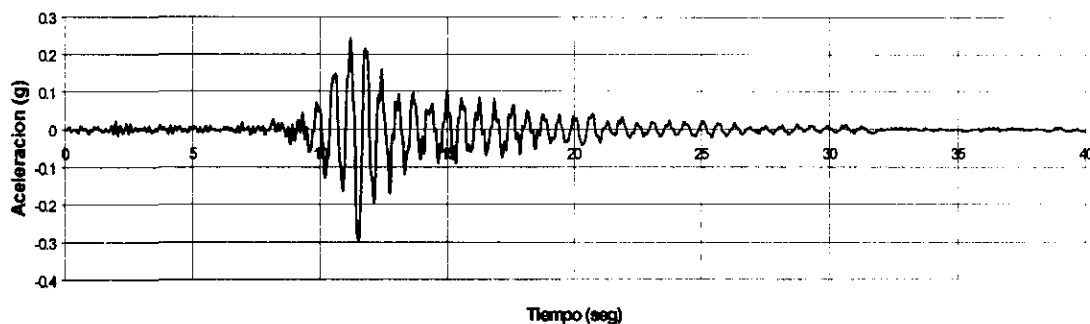


Figura 5.11. Aceleración resultante por medio del SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972) en la superficie natural del terreno, para este estudio

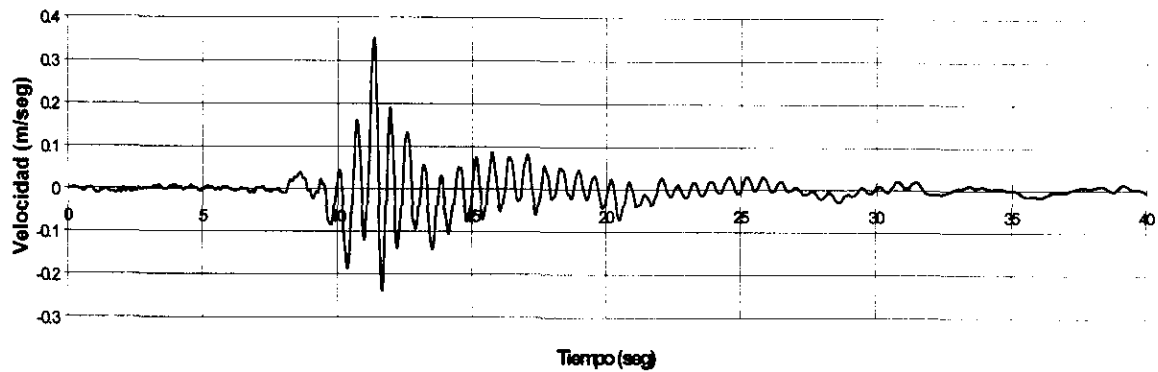


Figura 5.12 Velocidad en la superficie natural del terreno

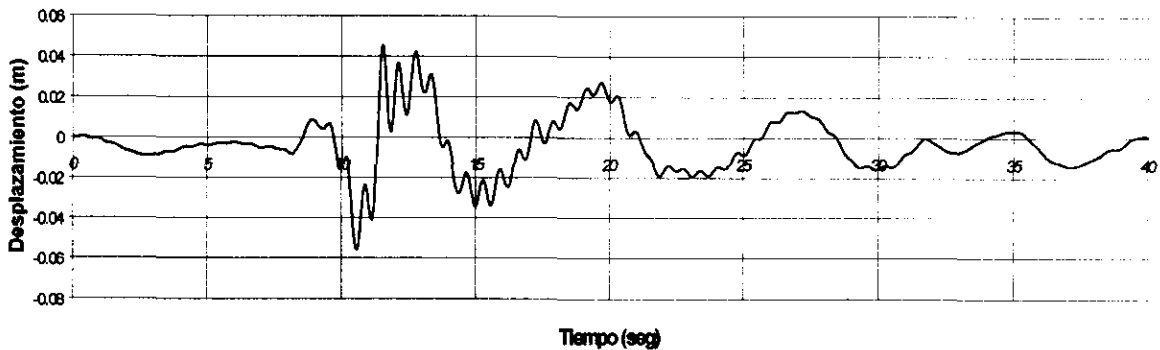


Figura 5.13. Desplazamiento en la superficie natural del terreno

Luego de hallar las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento en la superficie natural del terreno, se colocó el relleno sanitario sobre éste. Bray et al. (1995) colocó 4 rellenos de 15, 30, 45 y 60 metros de altura, con velocidad de onda de corte de 60-180 m/s y peso volumétrico de 7.8 kN/m^3 . Luego procedió a hallar nuevamente el perfil de aceleraciones horizontales máximas, tanto en el terreno natural como en el relleno, teniendo así en cuenta la interacción entre el terreno y el relleno (figura 5.14).

Se observa en los resultados presentados en las figuras 5.10 y 5.14, una pequeña variación en la aceleración horizontal en la superficie del terreno natural (0 metros en ambas figuras) cuando se tiene en cuenta la presencia del relleno y cuando este no está presente. Estas aceleraciones en la superficie natural del terreno, se calcularon usando la misma excitación en la roca localizada a 90 metros de profundidad.

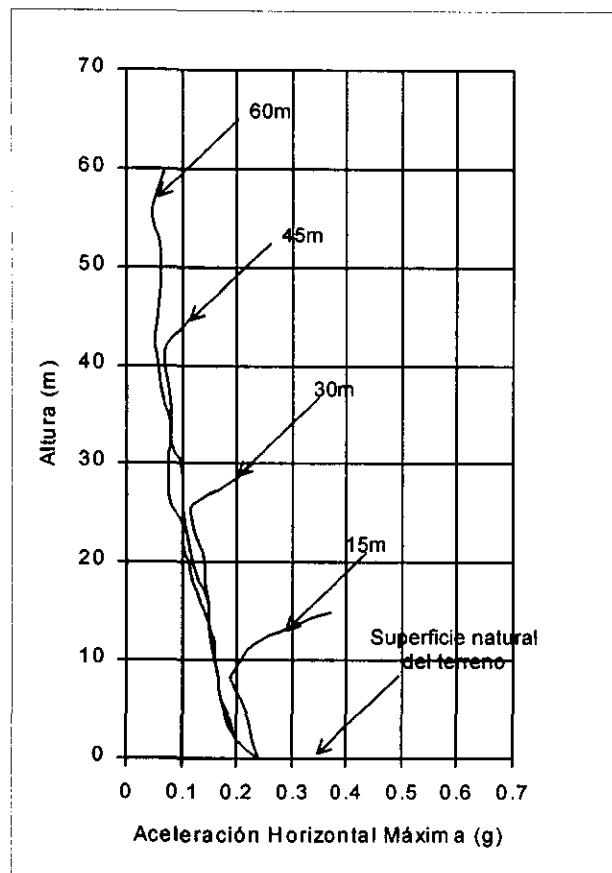


Figura 5.14. Curvas de aceleración máxima horizontal, propuestas por Bray et al. (1995) para diferentes alturas de los rellenos, obtenidas incluyendo el terreno natural

Se realizó inicialmente en este estudio, la modelación por separado de las cuatro columnas de suelo similares a las propuestas por Bray et al. (1995), las cuales tuvieron alturas de 16, 32, 44 y 60m. Las columnas fueron colocadas directamente sobre el terreno natural y se les aplicó como excitación en la base de cada una, el registro de aceleraciones horizontales en la superficie del terreno natural, correspondiente al caso con el relleno encima, el cual fue hallado por medio del SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972), obteniendo de esta manera una modelación por separado para las diferentes alturas de los rellenos sanitarios propuestos.

5.3 Modelación del relleno con una columna de elementos discretos

Las columnas de elementos discretos que sirvieron para modelar las diferentes alturas de los rellenos, se construyeron de la siguiente manera: la masa correspondiente a la columna, de acuerdo a su altura y a un ancho unitario asumido, se concentró en una serie de nodos ubicados cada cuatro metros en la altura de la columna (para este caso). Por otro lado, se definió un módulo de rigidez k , para los elementos que conectan a los nodos entre sí, en función del

material que representan y de acuerdo a la profundidad a la que está ubicado, figura 5.15.

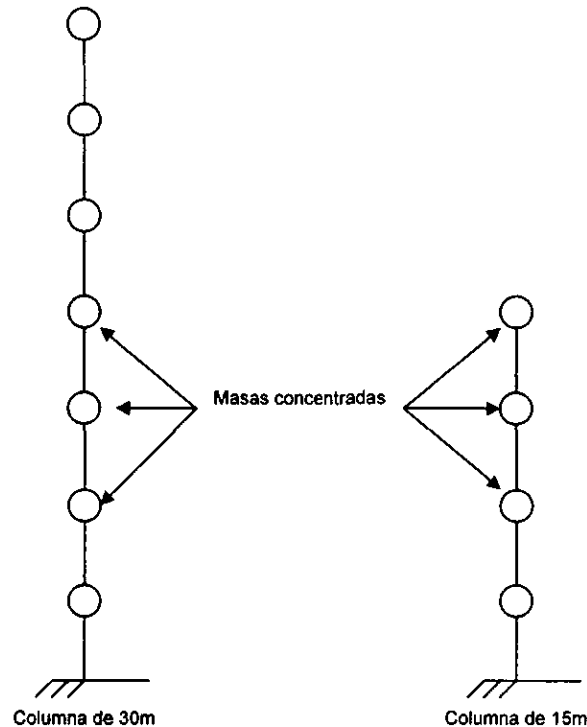


Figura 5.15. Discretizaciones de un relleno sanitario con diferentes espesores

Inicialmente se tomó una columna representando cada altura de los rellenos propuestos y se realizó un análisis iterativo, para la obtención de los módulos de corte (G), que fueran compatibles con las velocidades de onda de corte y con las aceleraciones horizontales máximas obtenidas por Bray et al. (1995). Dichos módulos de corte fueron utilizados para el cálculo del módulo de rigidez (k) de cada uno de los elementos discretos, por medio de la ecuación 5.9.

$$K = \frac{G}{L} \quad (5.9)$$

Donde: G es el módulo de corte.
 K es el módulo de rigidez.
 L es la longitud del elemento.

Los resultados de este análisis se muestran en la figura 5.16 y, como se puede observar, la aproximación es bastante buena en las configuraciones de menor altura (16 y 32m) mientras que en las de mayor altura (44 y 60m) se aprecia una discrepancia en la parte superior del relleno.

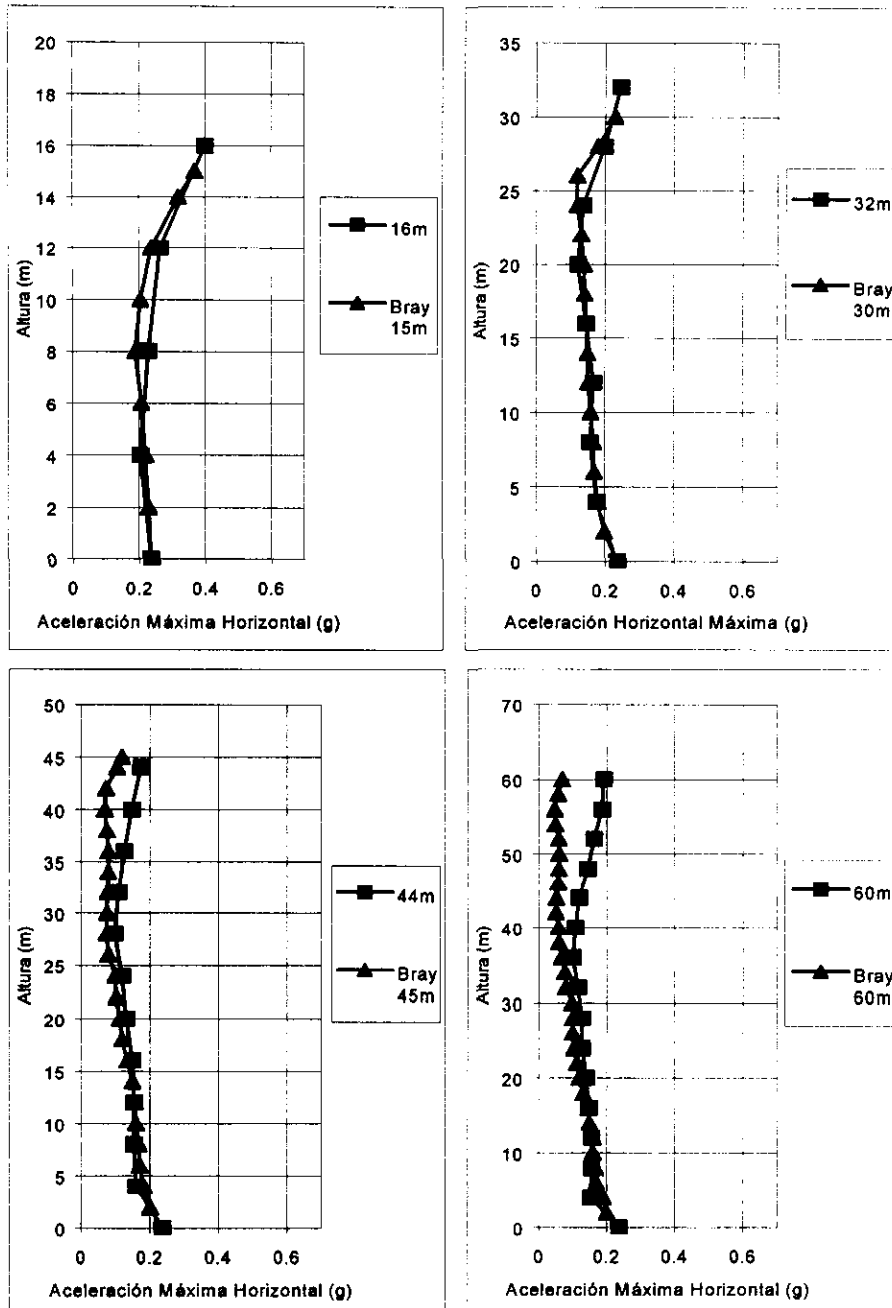


Figura 5.16. Aceleraciones máximas horizontales para cada configuración de los rellenos estudiados

Con el fin de comprobar los resultados mostrados en la figura 5.16, se tomaron los registros de las aceleraciones horizontales máximas, que fueron obtenidos en el relleno sanitario de Industrias Operadoras (OII) en California. Este relleno se sometió a los sismos de Northridge, Pasadena y Loma Prieta. El relleno de Industrias Operadoras se encuentra instrumentado en el campo libre y en la corona del relleno, con lo cual se tienen los registros en el suelo natural y en el relleno en sí. Con base en esta información se definió en este estudio una relación entre la aceleración máxima horizontal en la base y la aceleración máxima

horizontal en la corona del relleno (MHA base / MHA corona), la cual permite tener una idea de cuál será la amplificación de las aceleraciones a través de rellenos de mediana a gran altura con base en mediciones in - situ. Como se puede apreciar en la figura 5.17, la respuesta obtenida tanto para la configuración del relleno de 60m como para la de 44m, se ajusta muy bien a la relación obtenida mediante las mediciones realizadas en dicho relleno, durante el sismo de Loma Prieta, lo cual indica nuevamente que el método propuesto es suficientemente confiable para evaluar la respuesta sísmica de taludes de rellenos sanitarios.

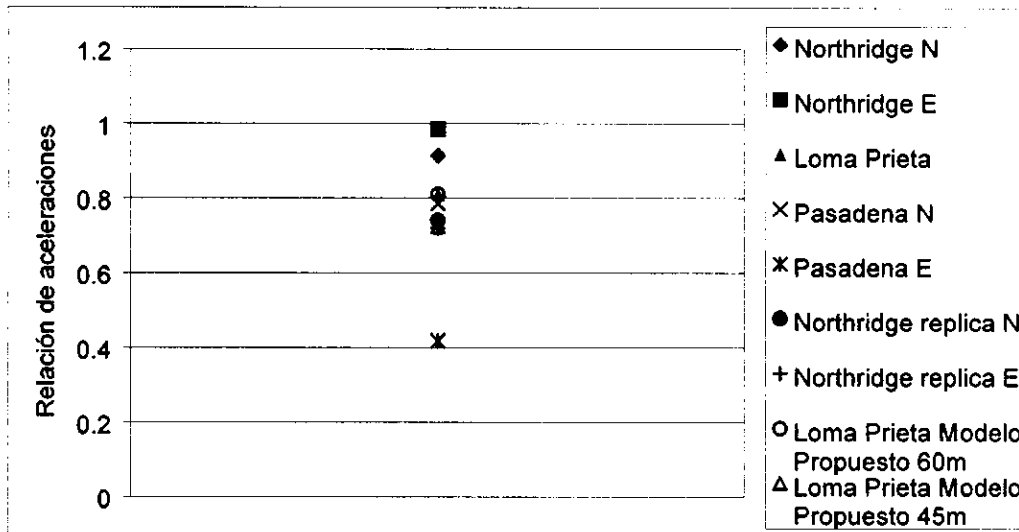


Figura 5.17. Relación de aceleraciones

5.4 Retroanálisis por medio del SHAKE para una columna de suelo

Con base en los perfiles de las columnas de los rellenos sanitarios utilizados en el inciso anterior, se llevó a cabo una nueva aproximación por medio del SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972) con el fin de determinar la variación de los módulos de corte para los desechos, que fueron obtenidos por medio del procedimiento propuesto en este estudio y los obtenidos por medio de análisis unidimensionales. La metodología seguida fue la siguiente: se tomaron los perfiles usados en el inciso anterior y se colocaron sobre la superficie natural del terreno, luego se les aplicó la excitación en la base de cada una de las columnas, la cual fue la misma que se utilizó para este estudio y por medio del SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972) se determinaron los módulos de corte que producían una mejor aproximación a los perfiles de aceleraciones máximas horizontales, mostrados en la figura 5.16, para posteriormente alimentar con estos nuevos datos al modelo discreto y determinar así la sensibilidad de los resultados ante la variación del módulo de rigidez.

Para realizar esta aproximación por medio del SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972) se hizo uso de las ecuaciones de Romo (1995) para la variación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento crítico para las arcillas de la ciudad de México, las cuales demostraron tener una aproximación bastante buena con las curvas de amortiguamiento y módulo de rigidez

normalizado propuestas por Matasovic y Kavazanjan (1998), las cuales fueron desarrolladas para la caracterización del relleno sanitario de Industrias Operadoras en California, tal como se muestra en la figura 5.18.

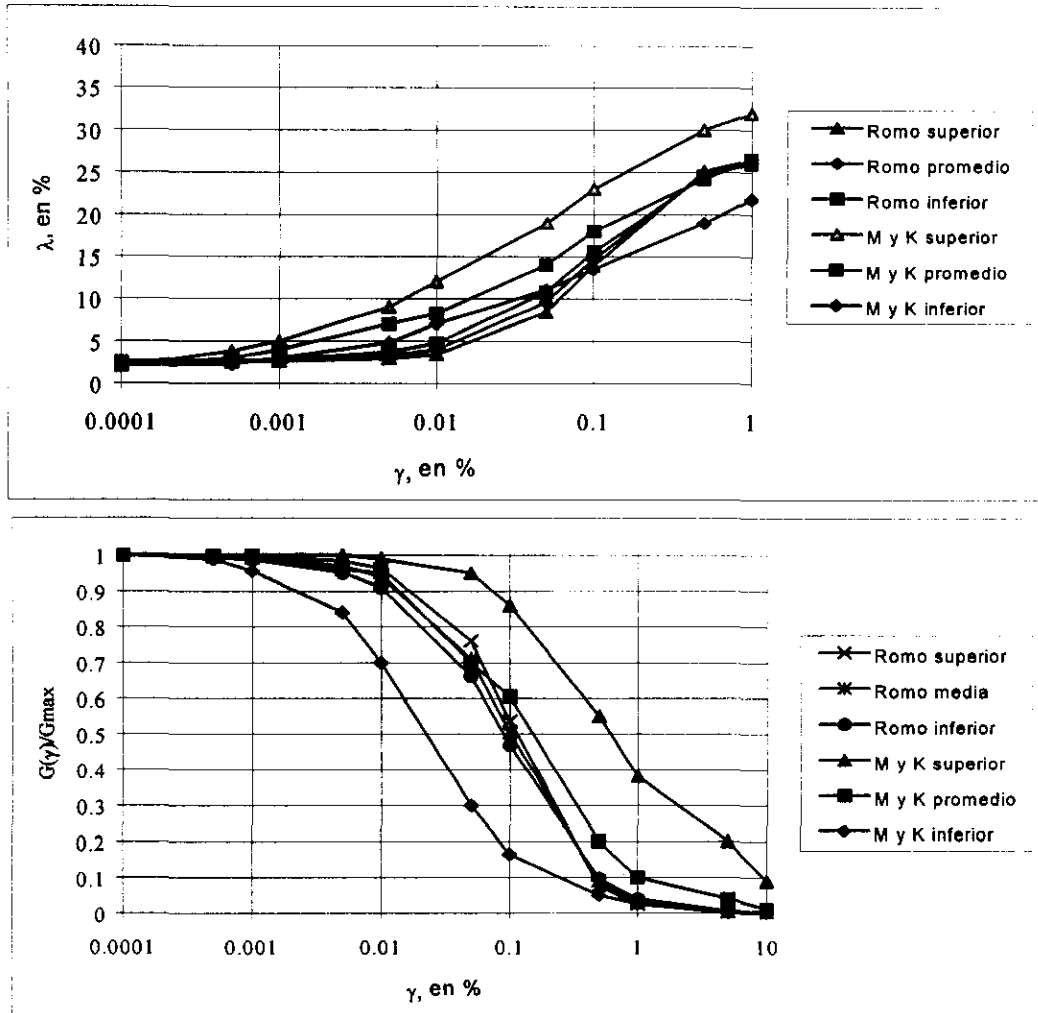


Figura 5.18. Variación del módulo de corte y de amortiguamiento en los desechos, de acuerdo a Matasovic y Kavazanjan (1998), y Romo (1995)

Los parámetros utilizados, para la caracterización de los desechos, en las ecuaciones de Romo (1995), fueron los siguientes: λ mínimo 2.5%, λ máximo 27%, G máximo 74 Mpa, $I_p = 110$, $\gamma = 0.79 \text{ ton/m}^3$, $V_s = 204 \text{ m/s}$, $A = 0.662$, $B = 0.775$, $\gamma_r = 0.15$. Como se puede apreciar, las curvas trazadas por medio de las ecuaciones de Romo (1995) presentan un muy buen ajuste con las curvas promedio propuestas por Matasovic y Kavazanjan (1998), por lo tanto esas curvas fueron utilizadas en el análisis que se realizó con el SHAKE (Schnabel et al., 1972).

En la figura 5.19 se muestran los perfiles de aceleraciones obtenidos por medio de esta nueva aproximación por SHAKE (Schnabel et al., 1972) y también las aceleraciones horizontales máximas obtenidas con los módulos de rigidez encontrados y los cuales posteriormente fueron usados en el modelo de elementos discretos.

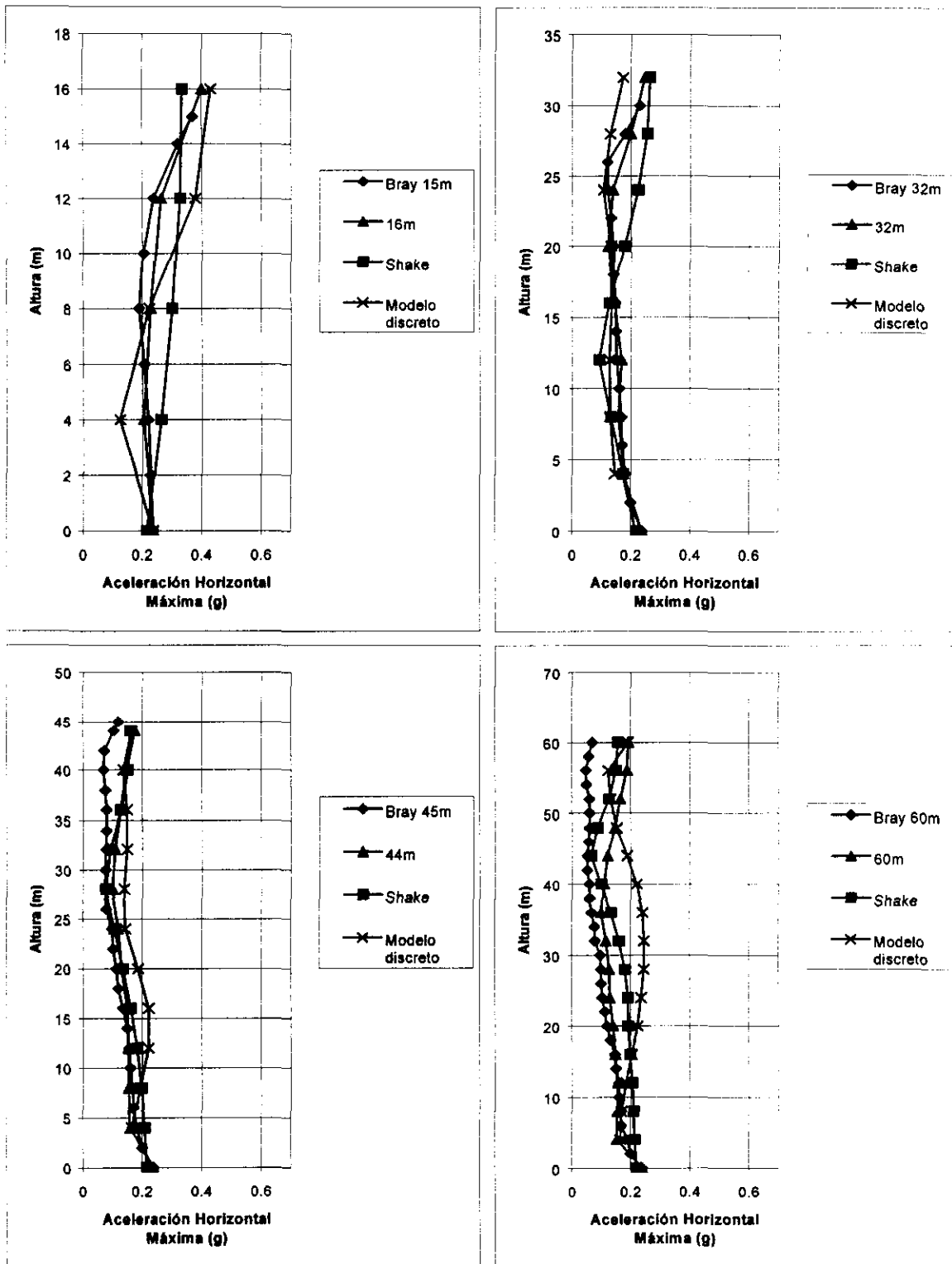


Figura 5.19. Aceleraciones horizontales máximas usadas por Bray et al. (1995), las usadas en el numeral 5.3, las definidas por medio del SHAKE (Schnabel et al., 1972), y las halladas por medio del modelo de elementos discretos

Como se observa en la figura 5.19, los resultados obtenidos por medio del SHAKE (Schnabel et al., 1972) presentan una buena aproximación con los obtenidos con el sistema de elementos discretos del numeral 5.3 (correspondientes en la figura 5.19 a las leyendas de 16m, 32m, 44m y 60m) y con los calculados por Bray et al. (1995). Luego, en la figura 5.19 se observa que para el modelo discreto se presenta una amplificación de las aceleraciones horizontales máximas considerable, debido a que este modelo usó los datos obtenidos directamente del análisis efectuado con el SHAKE (Schnabel et al., 1972), con lo cual se puede ver que este método es sensible en cuanto a la variación de los parámetros de rigidez del suelo.

5.5 Modelos con dos columnas de suelo

Luego de haberse obtenido los parámetros para una columna actuando de manera independiente, se procedió a estudiar el comportamiento de dos columnas de igual altura e idénticas características, unidas entre sí por medio de elementos discretos horizontales. Esto con el propósito de evaluar el efecto potencial de la discretización en la respuesta del talud.

5.5.1 Análisis para la separación de las columnas

Para realizar los análisis de interacción entre columnas, fue necesario estudiar primero el efecto de la rigidez de los elementos discretos horizontales que sirven de unión a las columnas. Para esto, se consideró el suelo con propiedades de rigidez isotrópicas con lo que los módulos de rigidez de los elementos verticales, calculados en el inciso anterior, se tomaron como base para determinar los módulos de los elementos horizontales que unen a las columnas verticales. De esta manera, la rigidez horizontal es simplemente la proporción entre las longitudes de los elementos en ambos sentidos.

Una vez definidas las rigideces, se realizó un análisis de sensibilidad para evaluar el efecto de la separación de las columnas, aumentando la longitud de los elementos discretos horizontales, que unen dos columnas de la misma altura y con iguales características. Posteriormente, se simuló diferentes pendientes en los taludes a fin de determinar un número óptimo de elementos necesarios para lograr una respuesta confiable del talud del relleno sanitario. Los resultados de estos análisis se muestran en las figuras 5.20 a 5.23.

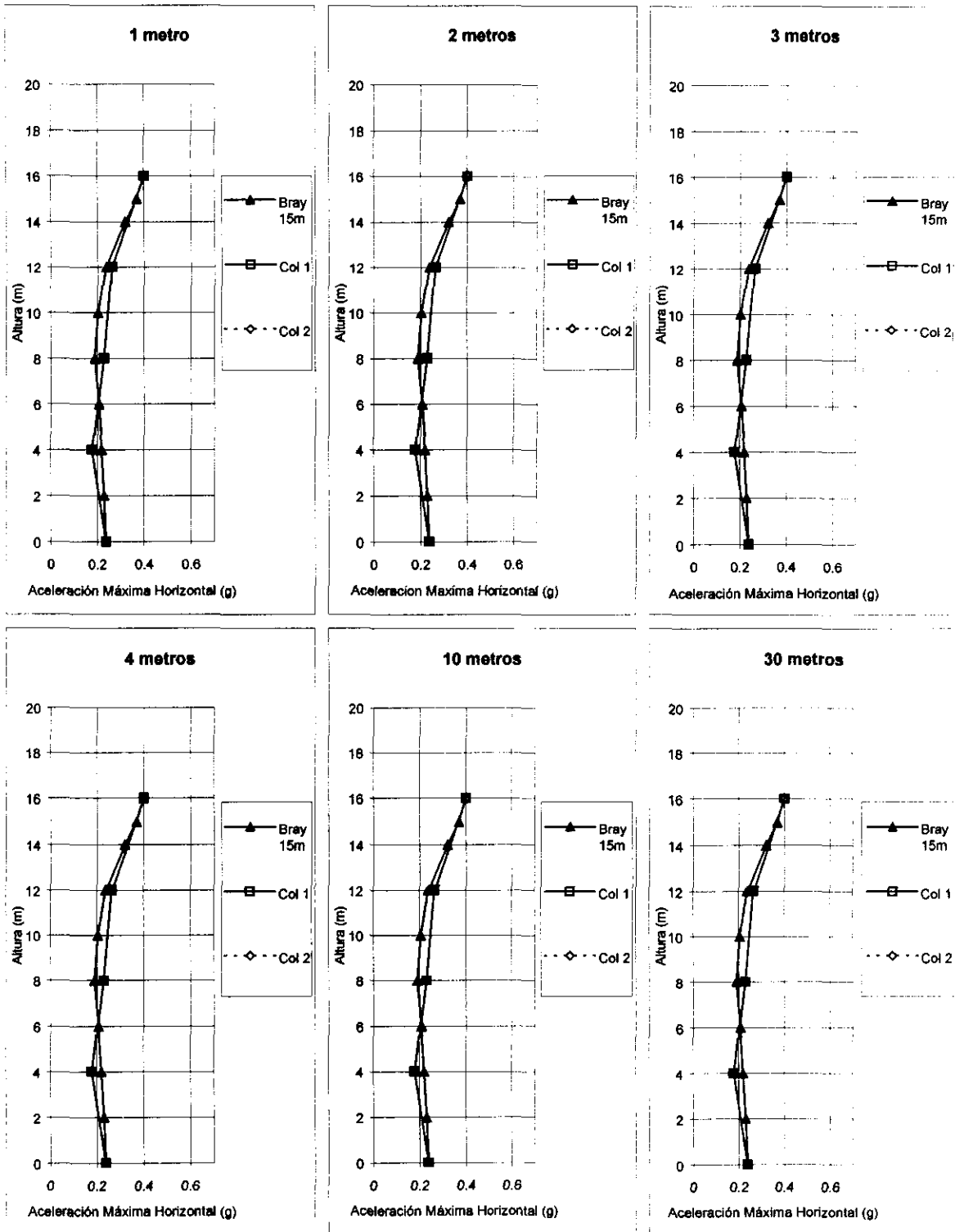


Figura 5.20. Análisis de sensibilidad para dos columnas discretas de 16m de altura, con separaciones entre columnas de 1, 2, 3, 4, 10 y 30 m, comparadas con la columna de suelo de Bray et al. (1995) de 15m de altura

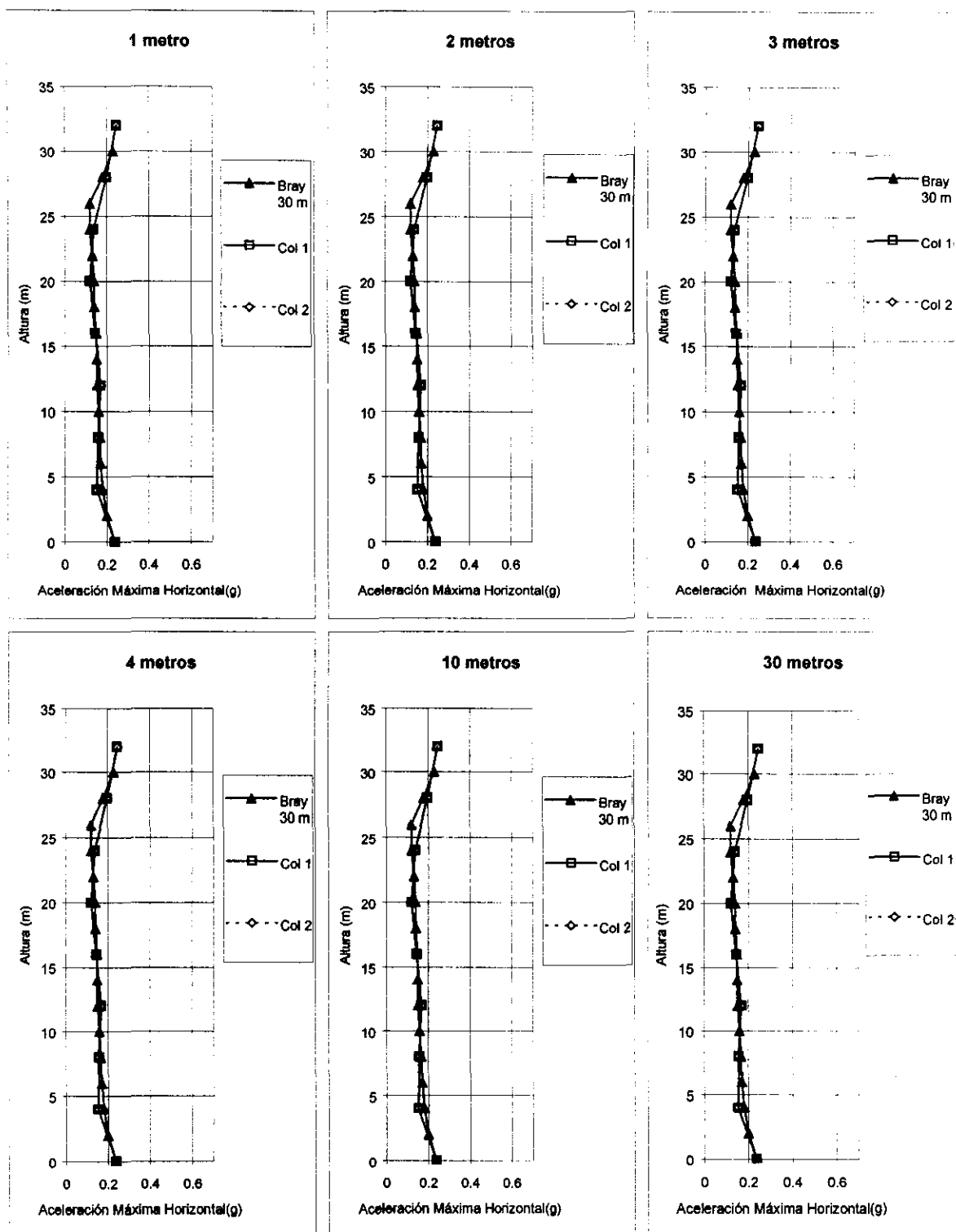


Figura 5.21. Análisis de sensibilidad para dos columnas discretas de 32m de altura, con separaciones entre columnas de 1, 2, 3, 4, 10 y 30 m, comparadas con la columna de suelo de Bray et al. (1995) de 30m de altura

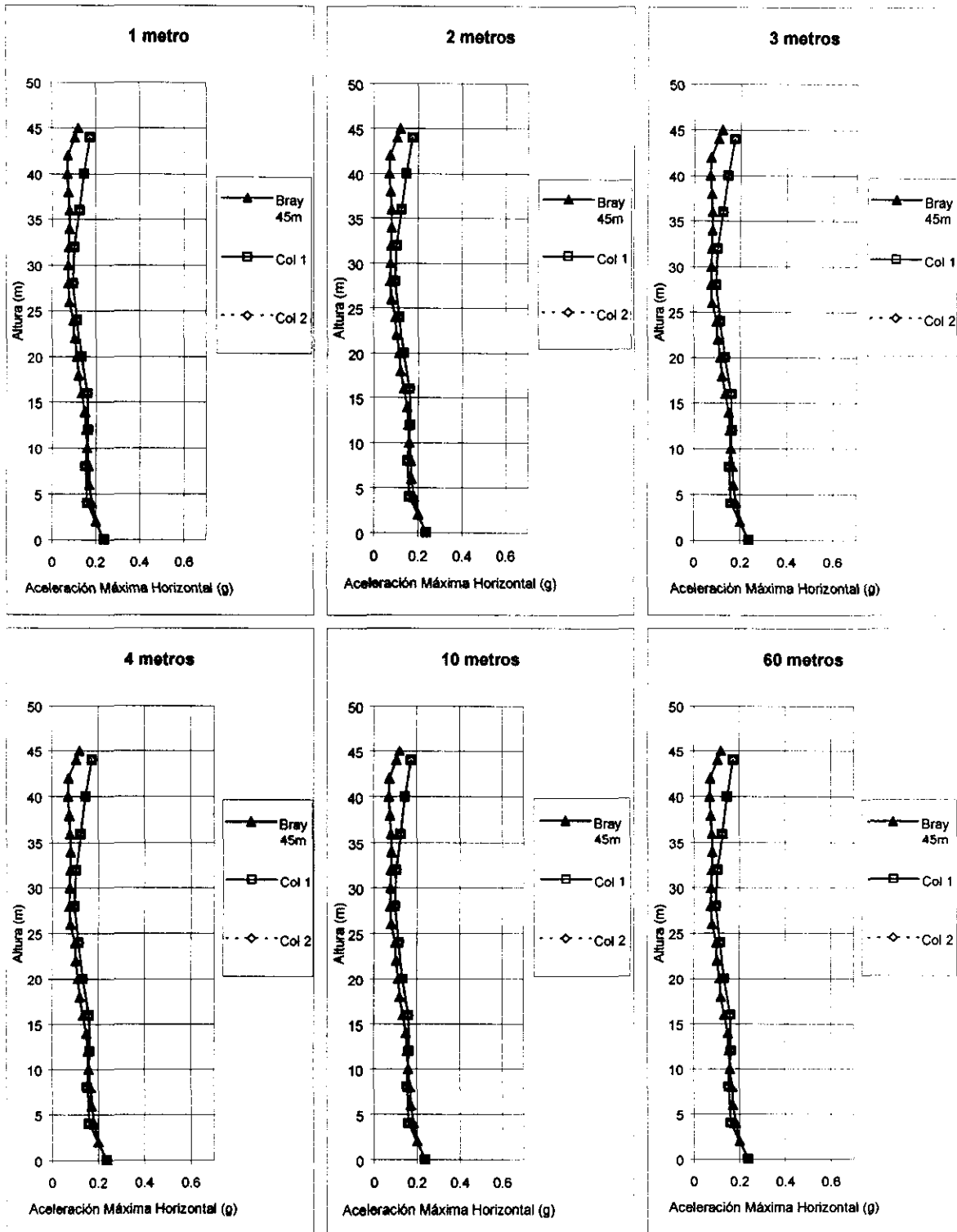


Figura 5.22. Análisis de sensibilidad para dos columnas discretas de 44m de altura, con separaciones entre columnas de 1, 2, 3, 4, 10 y 30 m, comparadas con la columna de suelo de Bray et al. (1995) de 45m de altura

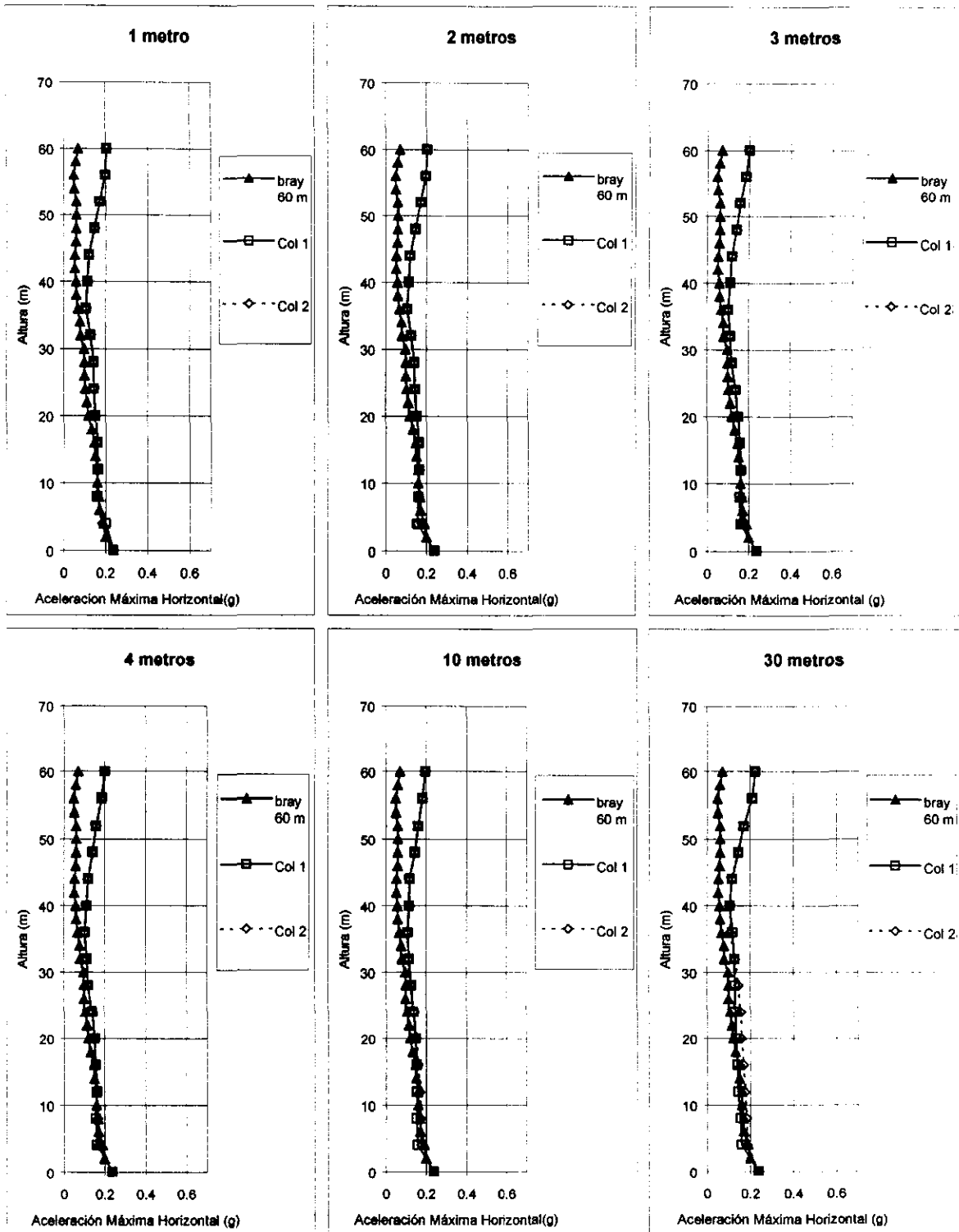


Figura 5.23. Análisis de sensibilidad para dos columnas discretas de 60m de altura, con separaciones entre columnas de 1, 2, 3, 4, 10 y 30 m, comparadas con la columna de suelo de Bray et al. (1995) de 60m de altura

Estos resultados indican que la variación en la separación entre las columnas discretas no tiene una influencia apreciable en el comportamiento global del sistema de dos columnas unidas con elementos discretos de diferentes longitudes. Esta característica permite realizar una gran variedad de modelos con diferentes geometrías y con un menor tiempo de cómputo; además, se puede observar que la interacción entre dos columnas de igual altura y con características semejantes, no genera una variación apreciable de las aceleraciones horizontales máximas.

5.6 Modelos con múltiples columnas discretas para modelar el talud

El siguiente paso fue el de estudiar el comportamiento de sistemas con varias columnas de diferentes alturas, unidas entre sí, simulando un talud y parte de la corona de un relleno sanitario. Para esto, fue necesario realizar una serie de análisis con el fin de encontrar una geometría para el modelo que permitiera una representación adecuada del comportamiento de un relleno sanitario. A continuación se describe la metodología adoptada.

5.6.1 Optimización del modelo

El análisis se inició con dos columnas de 60 metros de altura, unidas para simular la corona del talud y una columna de 44 metros, con una separación entre sí de 21.5m (esta es la separación que se utilizó a lo largo de este estudio), para modelar el talud. Luego de apreciar el comportamiento de este modelo, se procedió a agregar en cada modelo posterior una columna de menor altura, o sea, se prosiguió con una de 32 m y por último una de 16 m, hasta que quedó conformado el talud en su totalidad, figura 5.24. Los resultados de las diferentes configuraciones propuestas se pueden apreciar en las figuras 5.25 a 5.27. La nomenclatura 60-60-44 indica dos columnas de 60 m seguidas por una de 44m.

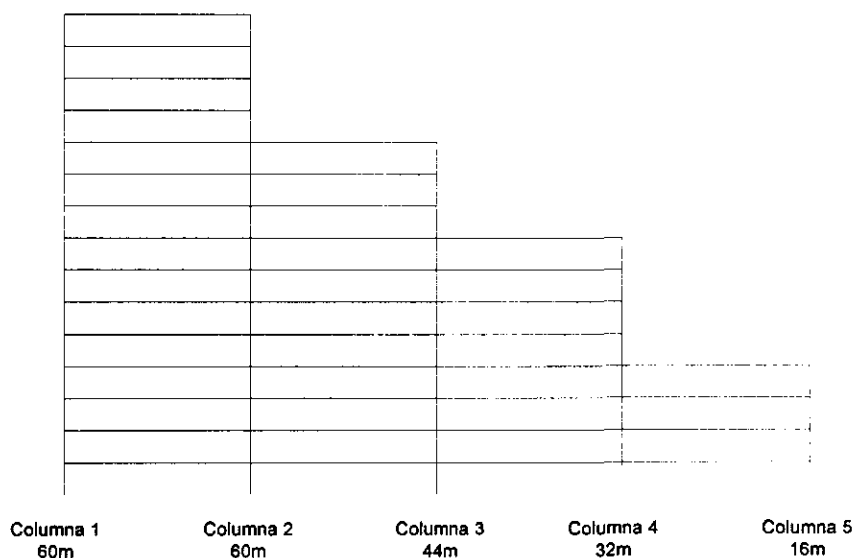


Figura 5.24. **Modelo propuesto 1**, para un relleno sanitario

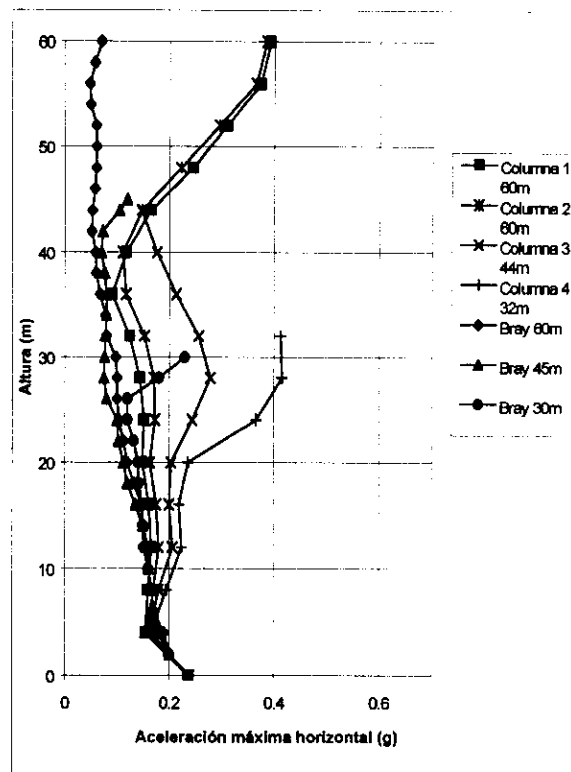
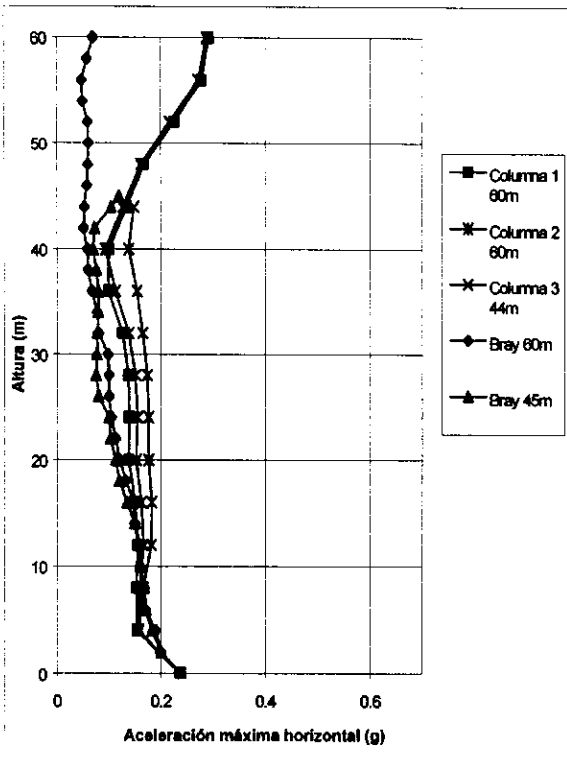


Figura 5.25. Configuración 60-60-44m

Figura 5.26. Configuración 60-60-44-32m

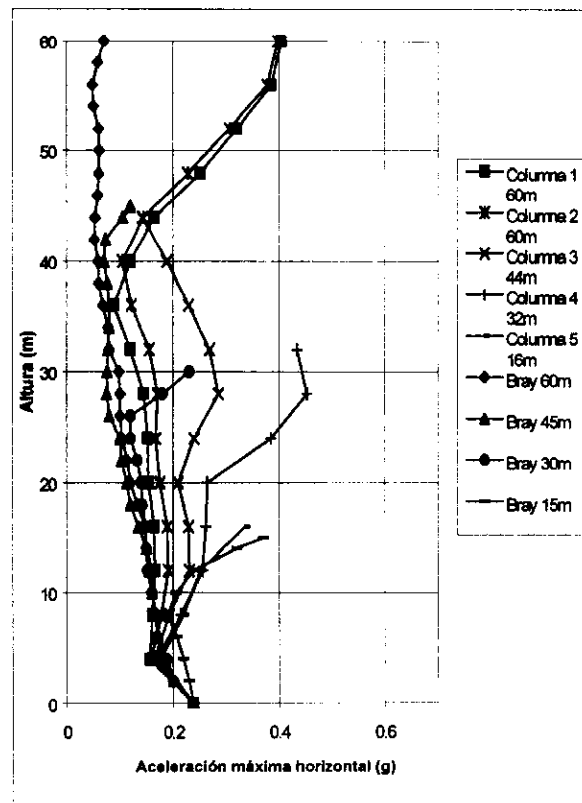


Figura 5.27. Configuración 60-60-44-32-16m

Como se puede observar hay una amplificación de las aceleraciones en la parte superior de casi todas las columnas, lo cual se puede atribuir a un efecto de cambio de esbeltez o "longitud libre", causada por el cambio abrupto en la configuración del talud.

Para mejorar la aproximación del modelo propuesto 1, se agregó un nuevo elemento, el cual cumplía dos funciones específicas: la primera modelar la cobertura superficial del relleno sanitario, con las propiedades dadas para éste y por otro lado evitar el efecto de látigo que se presentó entre las columnas de diferente longitud, mediante la unión de los nodos superiores de las columnas contiguas entre sí, por medio de estos elementos. La segunda función es la de buscar con esto una forma de interacción más apropiada entre los elementos del relleno y también para que la transferencia de energía entre cada una de las partes se realice de una manera más eficiente, figura 5.28.

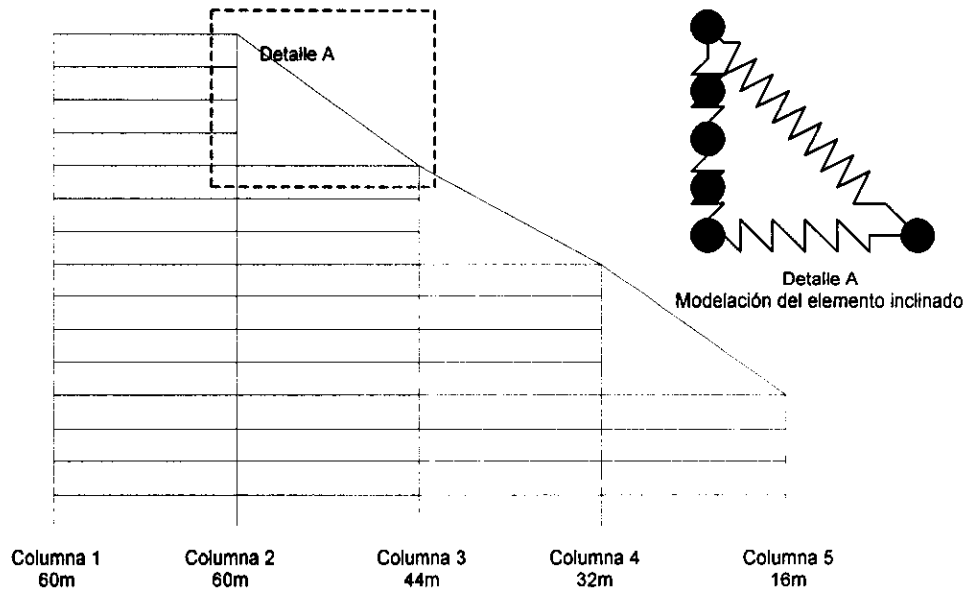


Figura 5.28. **Modelo propuesto 2**, para un relleno sanitario

Los resultados obtenidos para este modelo, se aprecian en las figuras 5.29 a 5.31.

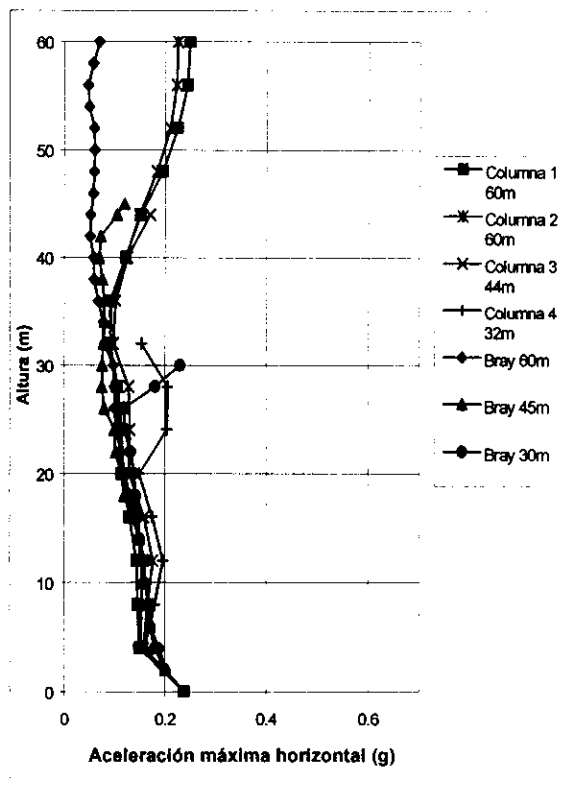
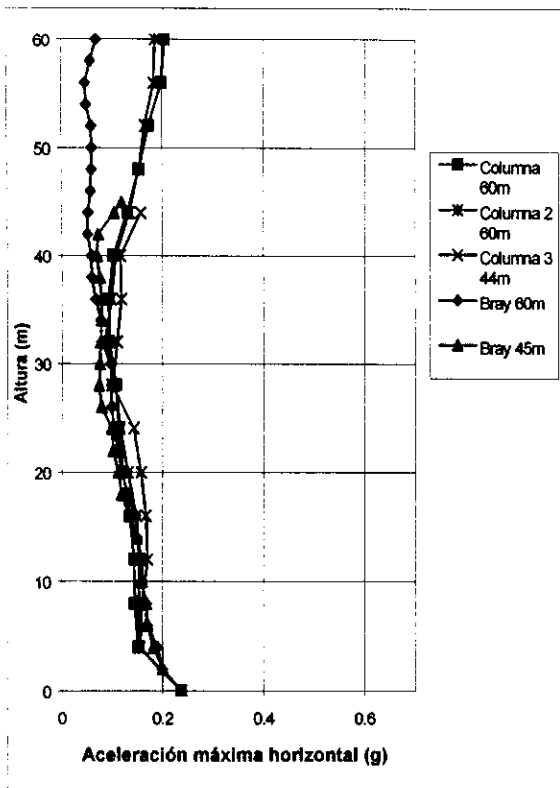


Figura 5.29. Configuración 60-60-44m

Figura 5.30. Configuración 60-60-44-32m

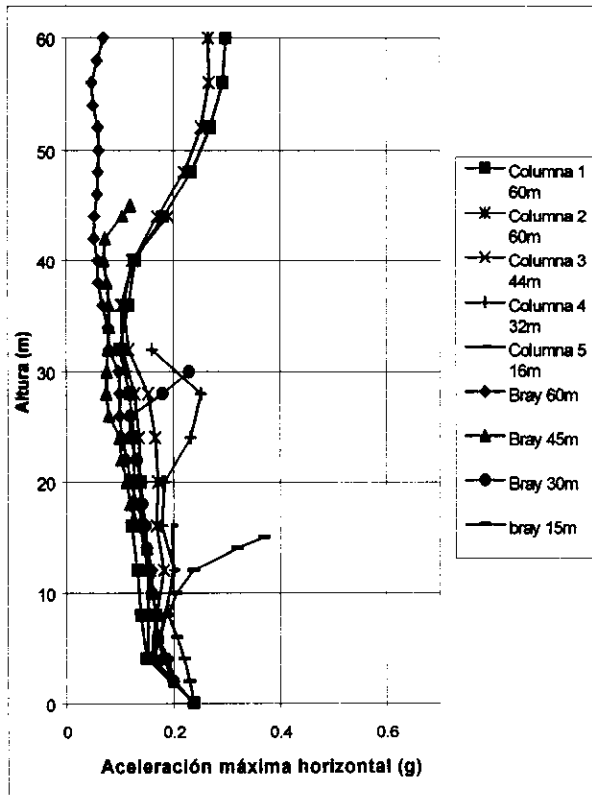


Figura 5.31. Configuración 60-60-44-32-16m

Con esta modelación se modifican apreciablemente los perfiles de aceleraciones horizontales máximas. El elemento que fue agregado produjo el resultado esperado, en cuanto a la disminución del efecto de látigo.

Con el fin de estudiar otras discretizaciones, se procedió a darle una mayor rigidez por medio de un elemento horizontal aproximadamente a la mitad de la longitud del elemento inclinado, tratando de reproducir el efecto de cuña que tendría el material que sirve de cobertura al relleno sanitario, figura 5.32.

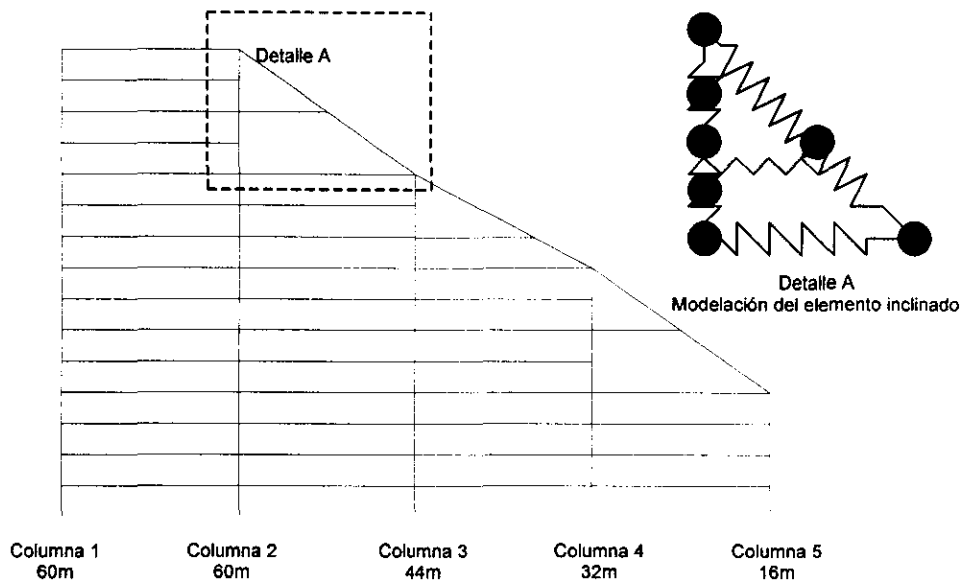


Figura 5.32 **Modelo propuesto 3** para un relleno sanitario

Los resultados obtenidos para este modelo, se aprecian en las figuras 5.33 a 5.35.

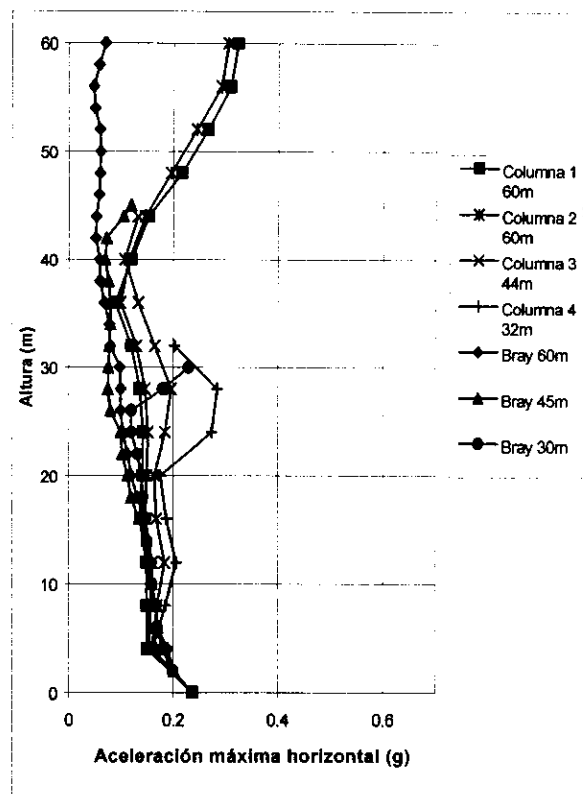
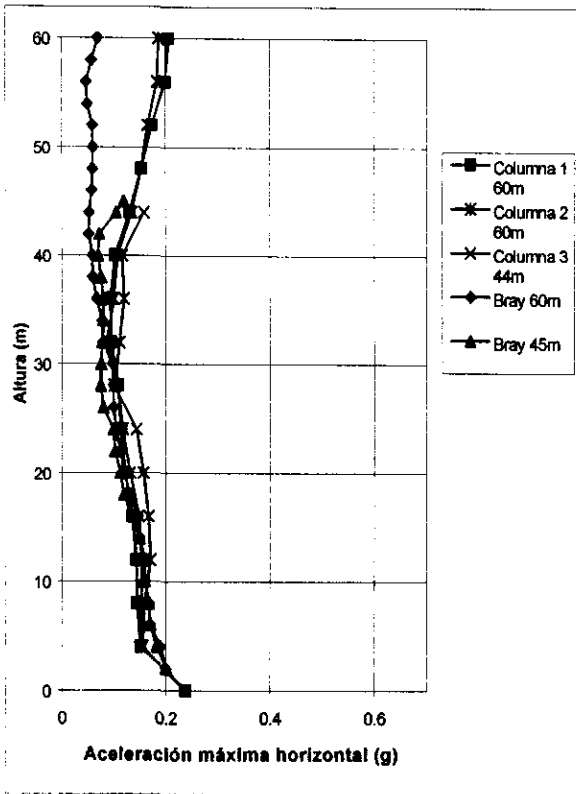


Figura 5.33. Configuración 60-60-44m

Figura 5.34. Configuración 60-60-44-32m

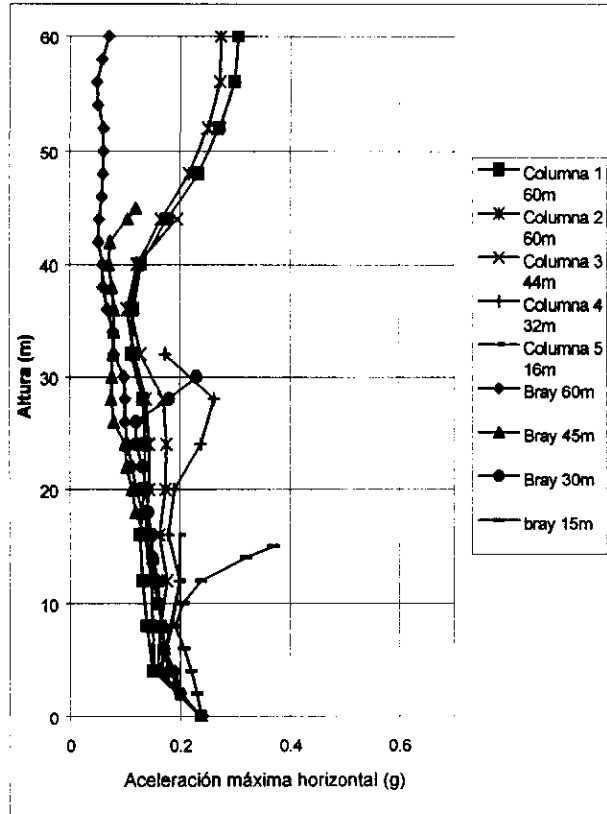


Figura 5.35. Configuración 60-60-44-32-16m

En estas figuras se observa un efecto similar al que se presentó en el modelo 2, (figuras 5.29 a 5.31). Sin embargo, con esta discretización se presenta una transmisión más apropiada de la energía entre las columnas, cuando ocurren desplazamientos relativos entre ellas. Además, se le proporciona una forma de trabajo más adecuada a la cobertura del relleno, en su interacción con los desechos, permitiéndole así recibir más carga durante los eventos sísmicos, siendo la cobertura en estos casos, un elemento que cumple la función de refuerzo del talud. Por las razones descritas anteriormente, se optó por tomar el modelo 3, como el más adecuado para realizar todos los análisis posteriores de este estudio. De aquí en adelante el modelo propuesto 3 se denominará "modelo".

Posteriormente se realizó un nuevo análisis de sensibilidad tomando los datos del análisis realizado en el numeral 5.4, por medio del SHAKE (Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., 1972), con el fin de estudiar la forma en que afecta la variación del módulo de rigidez a la respuesta de un sistema de varias columnas diferentes.

Se procedió a alimentar el modelo con los módulos de corte obtenidos en el numeral 5.4, pero manteniendo constantes las otras características del modelo, como son peso volumétrico, geometría y amortiguamiento. Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 5.36 a 5.38.

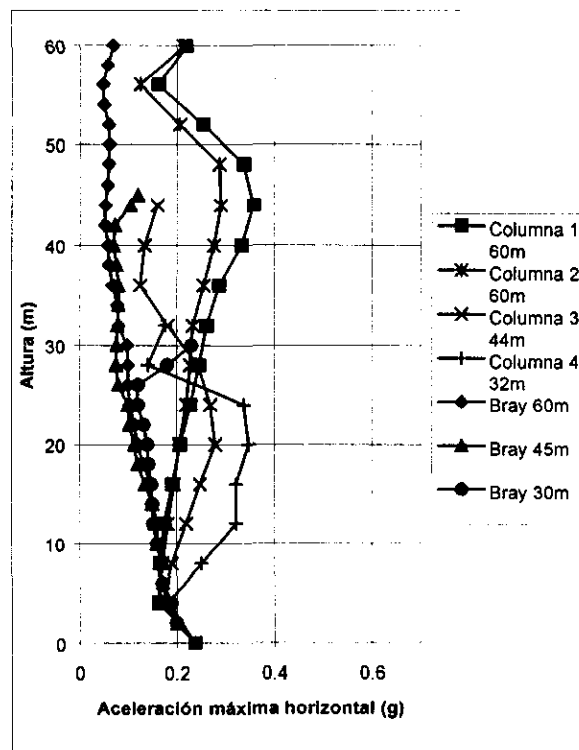
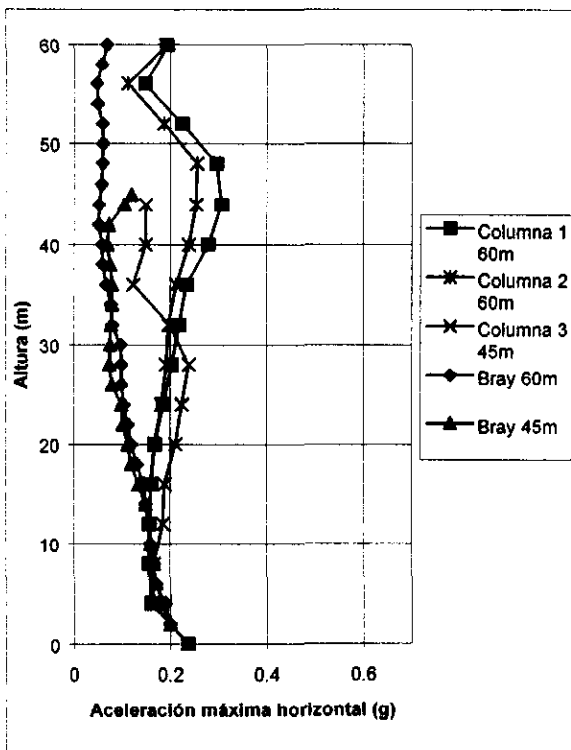


Figura 5.36. Configuración 60-60-44m

Figura 5.37. Configuración 60-60-44-32m

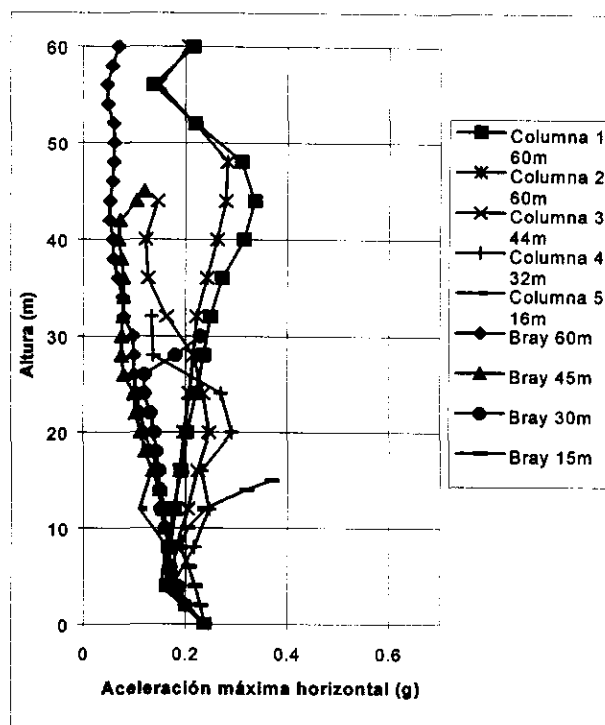


Figura 5.38. Configuración 60-60-44-32-16m

Como se puede apreciar, en este caso se presenta un aumento notable en las aceleraciones horizontales máximas en la parte superior de las columnas que componen el relleno, a excepción de la columna de menor altura.

Las respuestas presentadas, tanto en el inciso 5.4 como en el presente numeral muestran la sensibilidad del método discreto a los cambios de rigidez de los elementos, por lo cual se necesita de información de campo o de laboratorio confiable y detallada; la cual en la actualidad es muy limitada y dispersa. Para los fines que se persiguen en este trabajo se optó por seguir utilizando los datos encontrados en el numeral 5.3.

5.7 Implementación del movimiento permanente en la base del modelo

Después de tener plenamente definido el modelo a utilizar y conociendo su comportamiento como cuerpo discreto se procedió a estudiar la respuesta del talud incluyendo desplazamientos permanentes en la base de las columnas, causados por fuerzas dinámicas que exceden la condición de equilibrio límite, ya sea en la interfaz entre el terreno natural y el relleno o en el relleno mismo. Para ésto se plantearon dos modelos con un módulo de corte lineal y con una superficie de falla plana y otra circular, tratando de representar una falla en una interfaz de dos niveles de celdas entre los diferentes estratos del talud. Las respuestas, en términos de perfiles de aceleración horizontal máxima y desplazamientos permanentes en la base, se presentan en las figuras 5.39 a 5.42.

Modelo 1

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ
1	0°	5°
2	0°	5°
3	0°	5°
4	0°	5°
5	0°	5°

Tabla 5.1. Características del modelo1

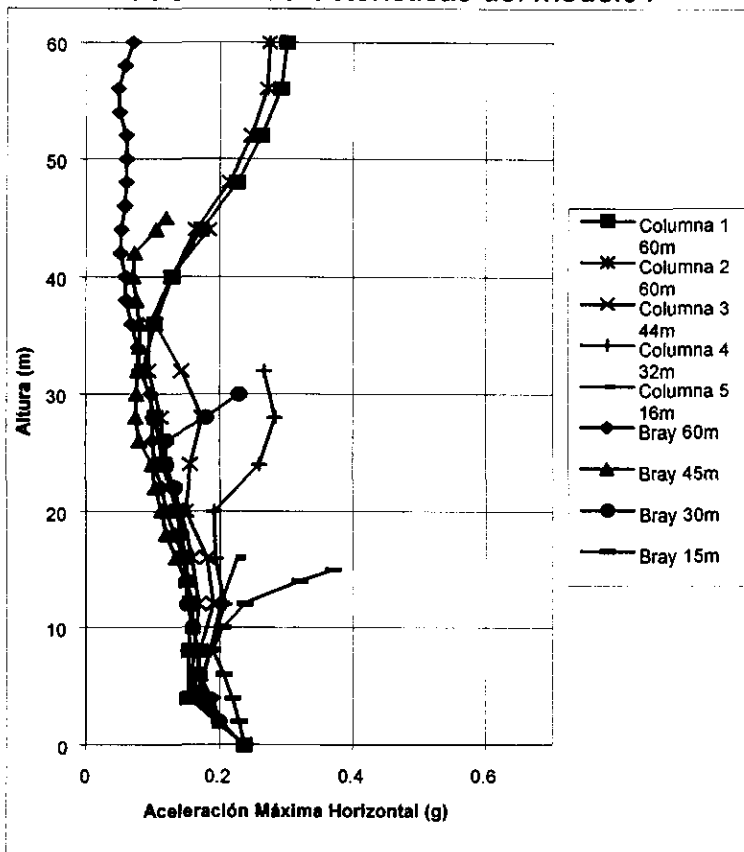


Figura 5.39. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo1

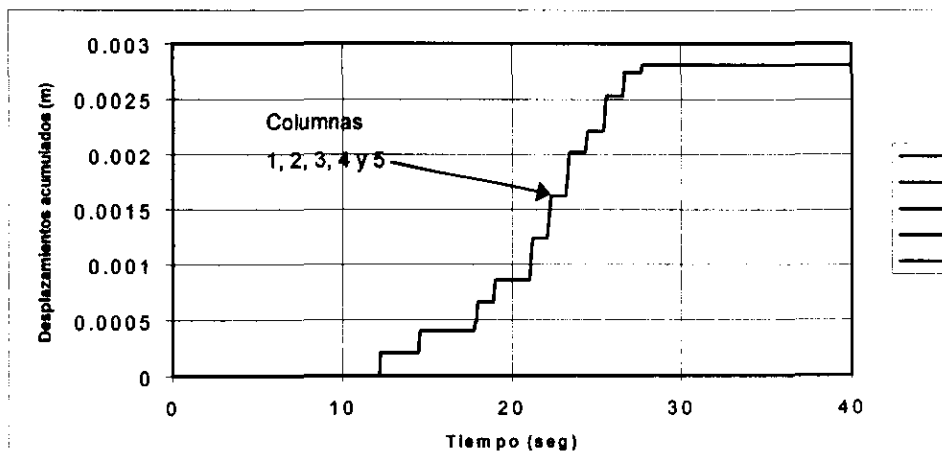


Figura 5.40. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 1

Modelo 2

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ
1	18°	32°
2	17°	29°
3	16°	20°
4	15°	11°
5	14°	10°

Tabla 5.2. Características del modelo 2

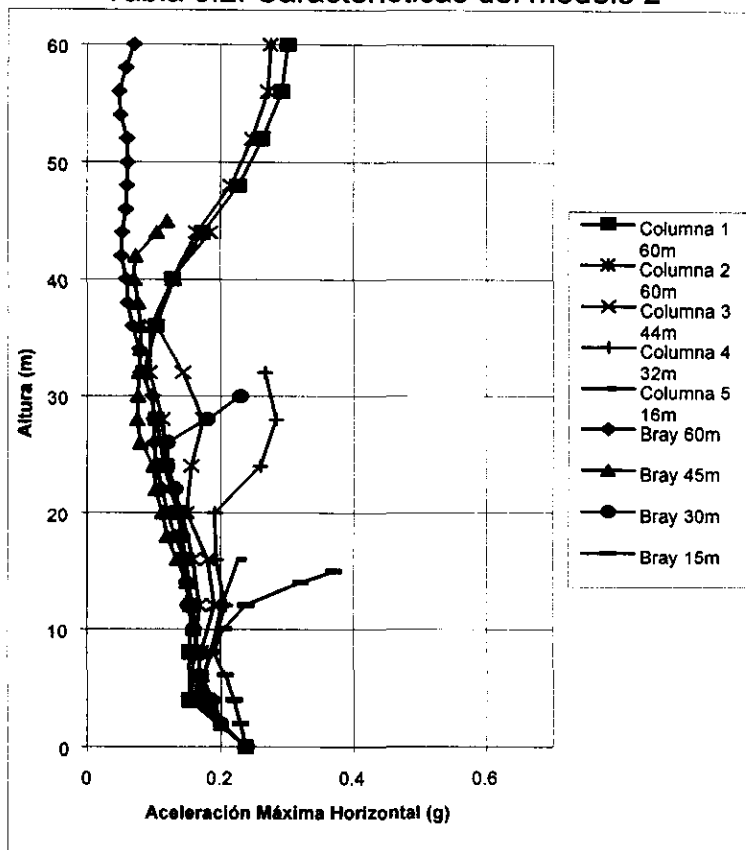


Figura 5.41. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 2

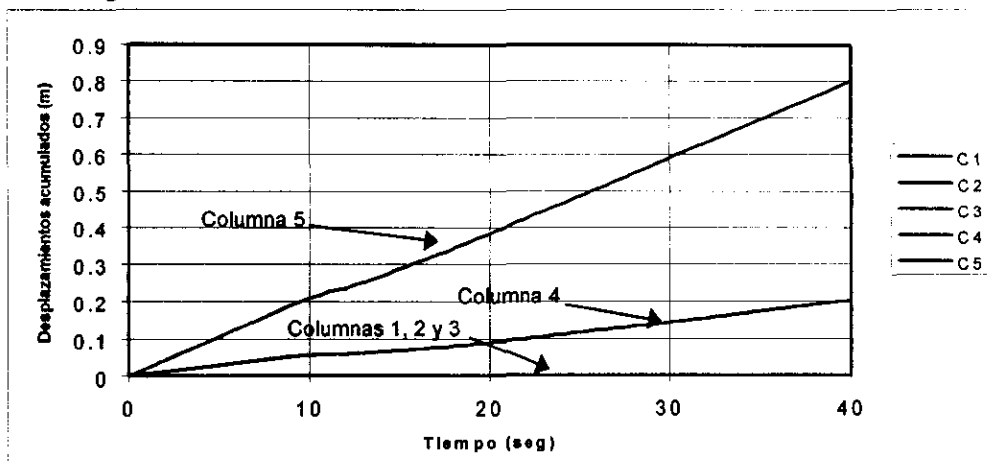


Figura 5.42. Desplazamientos en los apoyos. Modelo 2

En el modelo 1, se aprecia un caso en el que el talud es completamente estable y se ve cómo se conserva sin variaciones el perfil de aceleraciones horizontales máximas (figura 5.39). Respecto al pequeño desplazamiento permanente (figura 5.40) que sufren las 5 columnas, este se puede considerar despreciable.

Como se puede apreciar en el modelo 2, en el cual se considera una falla de tipo circular, se produjo un desplazamiento permanente (figura 5.42) considerable en la base de las columnas inferiores (columnas 4 y 5) y la respuesta del talud ante estos desplazamientos permanentes se refleja en el perfil de las aceleraciones horizontales máximas (figura 5.41), el cual resultó que varía poco respecto a cuando no se presenta desplazamiento permanente.

5.8 Implementación de modelos de comportamiento no lineal

Luego de haber implementado en el paso anterior la posibilidad de desplazamientos permanentes en el talud, se procedió a permitirle un comportamiento no lineal al módulo de rigidez y para tal caso se hizo uso nuevamente de las ecuaciones de Romo (1995), para la degradación del módulo de rigidez ante carga cíclica.

La implementación del comportamiento no lineal se realizó con el fin de estudiar la influencia de la aplicación de cargas repetitivas de intensidad variable, en las propiedades de los materiales que conforman el relleno sanitario y éstos a su vez en la respuesta del talud. Cabe anotar que sólo se realizó para el sismo de Loma Prieta que fue el que sirvió de base para este estudio, por lo cual la respuesta de los rellenos en cuanto a la variación del módulo de corte y del amortiguamiento, puede variar de manera significativa al ser sometidos a otros sismos.

Se hizo uso de las ecuaciones 5.5 y 5.6, en la evaluación de la degradación del módulo de rigidez, y se determinó la deformación angular de cada uno de los estratos de suelo que conforman el relleno, de la forma descrita en el capítulo 4 y se obtuvieron los resultados que se pueden ver en las figuras 5.43 a 5.46.

Modelo 3

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ
1	0°	5°
2	0°	5°
3	0°	5°
4	0°	5°
5	0°	5°

Tabla 5.3. Características del modelo 3

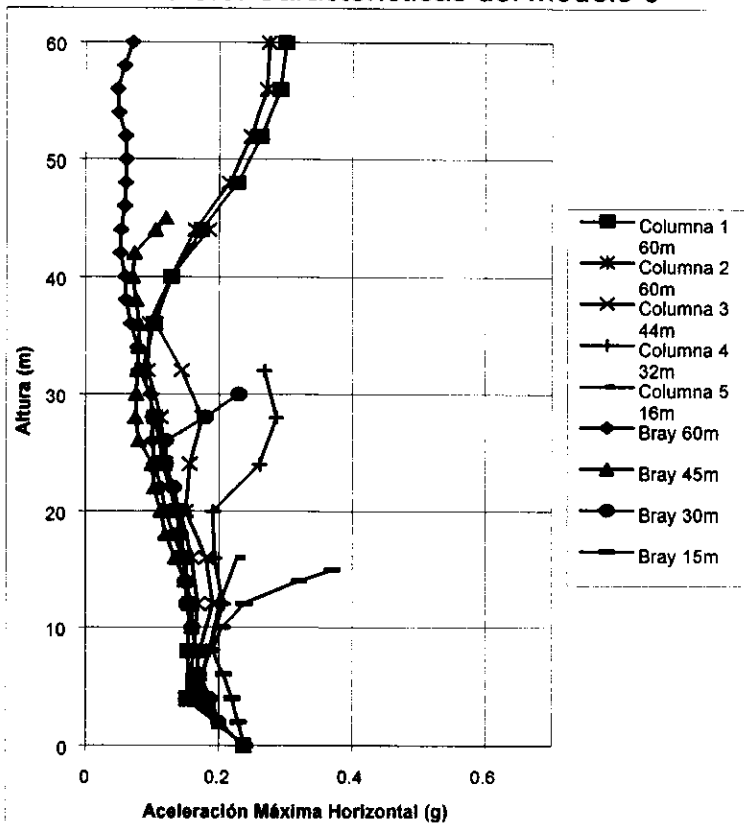


Figura 5.43. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 3

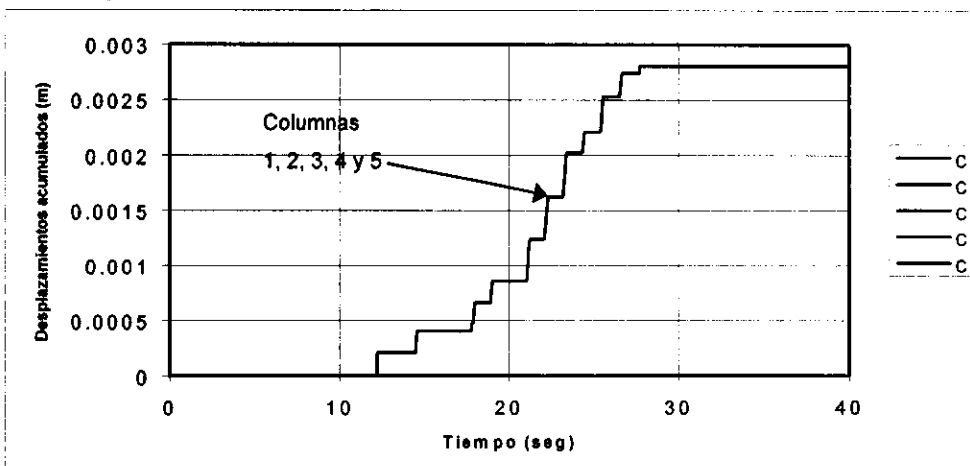


Figura 5.44. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 3

Modelo 4

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ
1	18°	32°
2	17°	29°
3	16°	20°
4	15°	11°
5	14°	10°

Tabla 5.4. Características del modelo 4

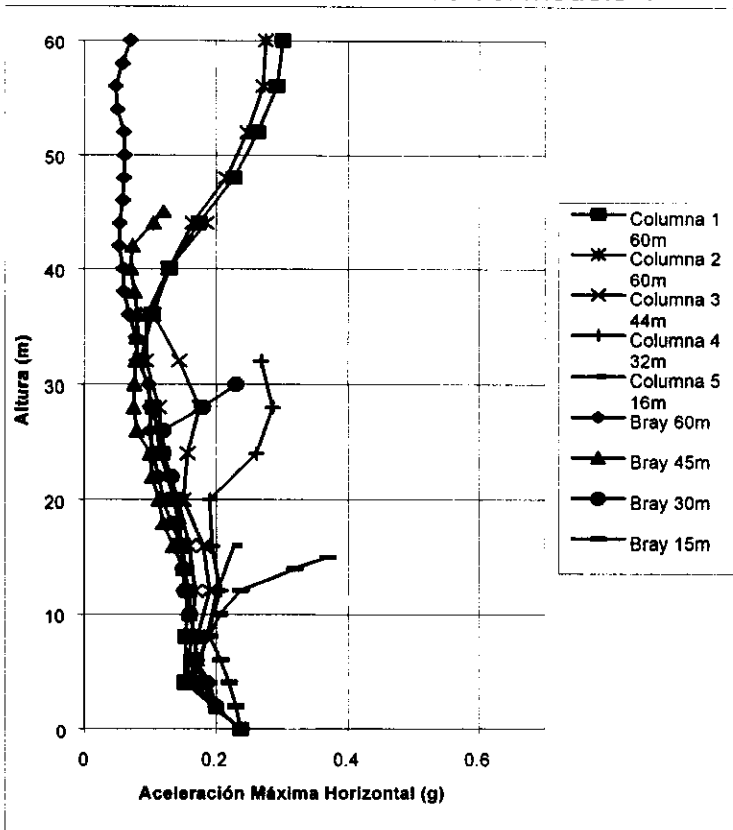


Figura 5.45. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 4

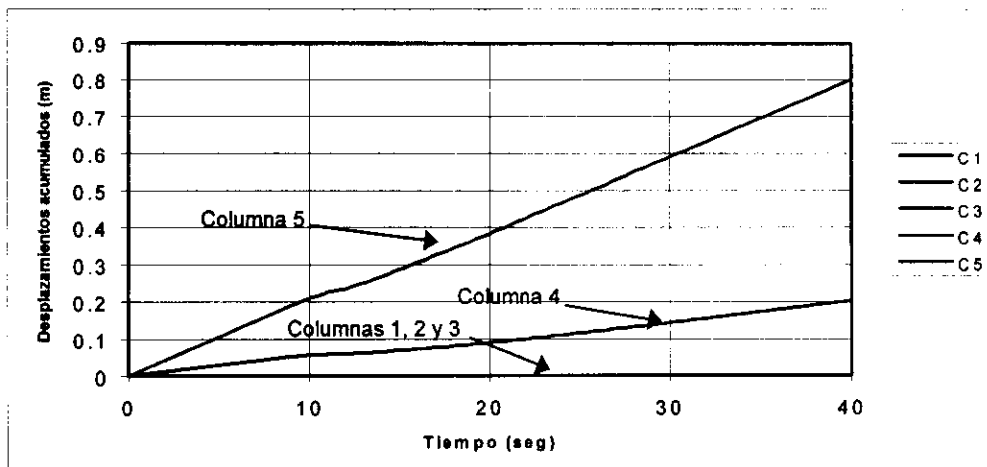


Figura 5.46. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 4

Comparando los resultados obtenidos tanto en el modelo lineal (modelos 1 y 2) como en el no lineal (modelos 3 y 4), se puede afirmar que para este caso en particular, la variación en la respuesta de los rellenos estudiados, en términos de aceleración horizontal máxima (figuras 5.39, 5.41, 5.43 y 5.45) y de desplazamientos permanentes (figuras 5.40, 5.42, 5.44 y 5.46) en la base, no es importante, por lo cual sería válido utilizar en este caso cualquiera de los dos modelos.

Es importante anotar que cuando se presentan deformaciones angulares bajas, como en este caso, el comportamiento no lineal del material tiene muy poca influencia en la respuesta del talud, pero dado el caso de un sismo de mayor intensidad o con un contenido diferente de frecuencias, el comportamiento no lineal del material puede cobrar importancia. Por lo tanto, este es un aspecto que implica que se tenga un conocimiento apropiado de las características dinámicas del material que conforma al relleno sanitario estudiado.

5.9 Implementación de modelos con fisuración

Para determinar la formación de fisuras o fallas, se implementó un modelo que considerara la formación de éstas, tanto a nivel de la cobertura como en profundidad, hasta llegar a determinar la posible formación de superficies de falla. El criterio utilizado para esto consistió en definir los desplazamientos absolutos entre nodos (como se describió en el capítulo anterior) y la deformación admisible del material, para evaluar de esta manera la condición de falla del material por tensión, al ser superado el umbral de deformación admisible.

Método propuesto para la evaluación de daños

5.10 Espectro de talud

Para continuar con este estudio, fue necesario adoptar un mecanismo que permitiera la evaluación de los daños que se llegaran a presentar en el talud debido a los desplazamientos permanentes y a las fisuras que llegasen a ocurrir, para esto se introdujo el concepto de espectro de talud, el cual se explicará más adelante. Este concepto permite evaluar, para unas mismas condiciones, el efecto de la falla parcial del talud en su respuesta dinámica.

5.10.1 Concepto del espectro de talud

Kramer y Smith en 1997 plantearon que el modelo convencional de Newmark (1965) no tiene en cuenta la respuesta dinámica de los materiales que se encuentran por encima de la superficie de falla y que los procedimientos desacoplados, que han sido desarrollados para estudiar este tipo de respuesta, no toman en cuenta los efectos ocasionados por los desplazamientos permanentes durante la excitación del talud. Como alternativa, proponen un modelo de

Newmark modificado que considera la respuesta dinámica, incluyendo los efectos de los desplazamientos permanentes del material por encima de la superficie de falla. Además, por medio del modelo modificado de Newmark, muestran que el análisis desacoplado produce estimativos conservadores para los desplazamientos permanentes en masas rígidas y/o poco profundas, mientras que para masas flexibles y/o profundas los estimativos son poco conservadores.

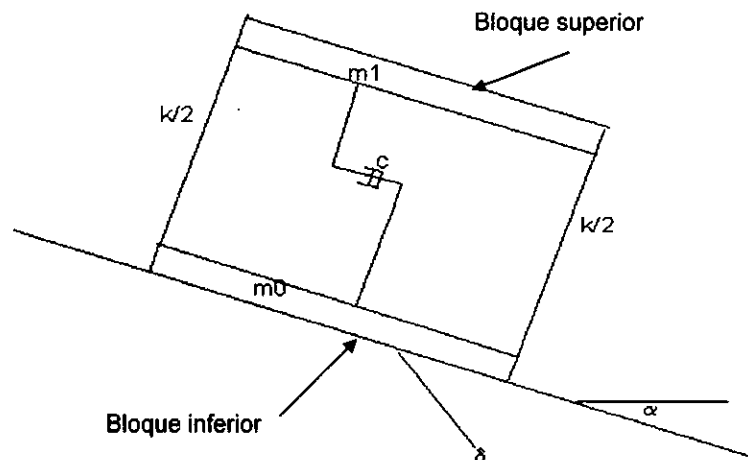


Figura 5.47. Modelo propuesto por Kramer y Smith (1997) para modelar los rellenos sanitarios

En la figura 5.47, c es la viscosidad, δ es el coeficiente de fricción, α es la inclinación del terreno, k es el coeficiente de rigidez y m son las masas

Como se puede observar en la figura 5.47, en el método modificado de Newmark, el bloque superior, los resortes y el amortiguador representan un sistema de un grado de libertad con respecto al bloque inferior, el cual le sirve de base. Sin embargo, la respuesta depende del desplazamiento absoluto del bloque inferior.

La aplicación del método modificado de Newmark para los problemas reales de estabilidad de taludes, requiere que la cuña de suelo de la falla sea idealizada como un sistema discreto. Si se asume que los desplazamientos permanentes están restringidos a la superficie de deslizamiento, se tiene que las características más importantes del sistema serán la rigidez y la distribución de masas dentro de la masa de falla.

Esas características junto con la influencia de la frecuencia natural y de la forma de vibrar de la masa potencialmente deslizante, pueden ser representadas por medio de una selección adecuada de los resortes individuales, amortiguadores y masas que conforman el sistema discreto, con la misma frecuencia natural y generalización de masas del sistema continuo. Para esto, Kramer y Smith (1997) propone el siguiente modelo de relleno sanitario, figura 5.48.

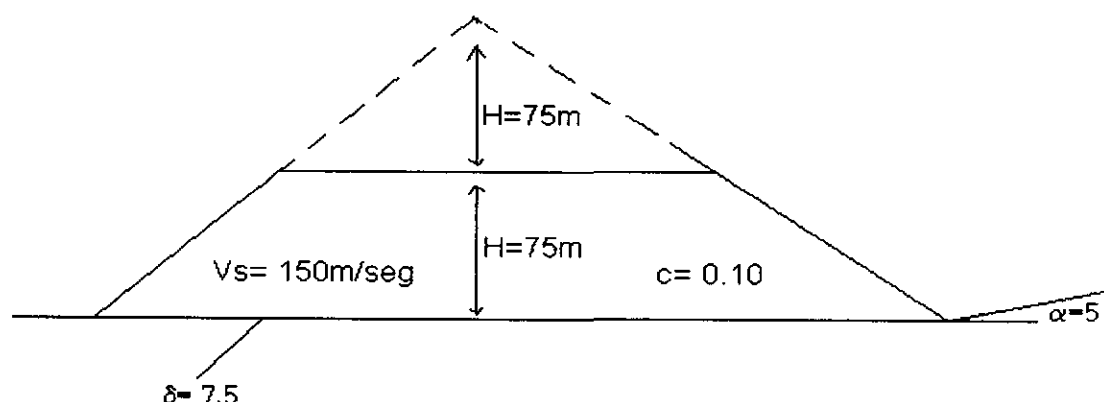


Figura 5.48. Modelo de Kramer y Smith (1997) para un relleno sanitario

Para el relleno sanitario hipotético mostrado en la figura 5.48 su aceleración de fluencia es de 0.044g y una frecuencia natural de 0.57 HZ y una relación de masas dada por:

$$M_r = \frac{m_1}{m_t} = 0.40 \quad (5.10)$$

Donde: M_r es la relación de masas.
 m_1 es la masa superior.
 m_t es la masa total del sistema ($m_1 + m_0$).
 m_0 está definida en la figura 5.47.

En los resultados obtenidos, los desplazamientos permanentes producidos por el sismo, pueden ser comparados con el método convencional de Newmark (1965), con el método modificado de Newmark y con los análisis desacoplados (Bray et al., 1993; Repetto et al., 1993a,b; Bray y Repetto 1994; Augello et al., 1995; Bray et al., 1995) los cuales son procedimientos unidimensionales, linealmente equivalentes y en los que se calcula el esfuerzo cortante horizontal en cada instante (ecuación 3.1). En este tipo de procedimientos los efectos en el comportamiento de la masa de la cuña de falla y los desplazamientos permanentes del talud son calculados por separado. El procedimiento desacoplado asume que la respuesta dinámica de la masa de la cuña potencial de falla, no es influenciada por el desplazamiento permanente que ocurre en la superficie de falla.

Para facilitar la comparación e ilustrar los efectos que la masa fallada tiene en los desplazamientos permanentes, Kramer y Smith (1997) introducen el concepto de "espectro del talud". El espectro de talud es trazado como el desplazamiento permanente contra el periodo natural de la masa de la cuña de falla para una relación de masas y amortiguamiento dados.

A causa de que el método convencional de Newmark (1965) asume que la cuña de falla es rígida, el desplazamiento calculado corresponde al periodo cero del espectro del talud.

El espectro de talud para el método modificado de Newmark y para los procedimientos desacoplados, ilustra la influencia del período de la cuña de falla en los desplazamientos permanentes, como se muestra en la figura 5.49. El espectro para dos sismos indica que los desplazamientos permanentes producidos por un sismo en particular, son influenciados fuertemente por el periodo natural de la cuña de falla. Si el periodo natural es muy bajo (correspondiente a una cuña muy rígida o delgada), el efecto no es muy grande. El procedimiento desacoplado predice desplazamientos permanentes con un factor superior a dos en este caso particular. Los desplazamientos permanentes en taludes blandos son considerablemente menores que los que se podrían predecir con el método convencional de Newmark y el método desacoplado produce una predicción menor para los desplazamientos permanentes.

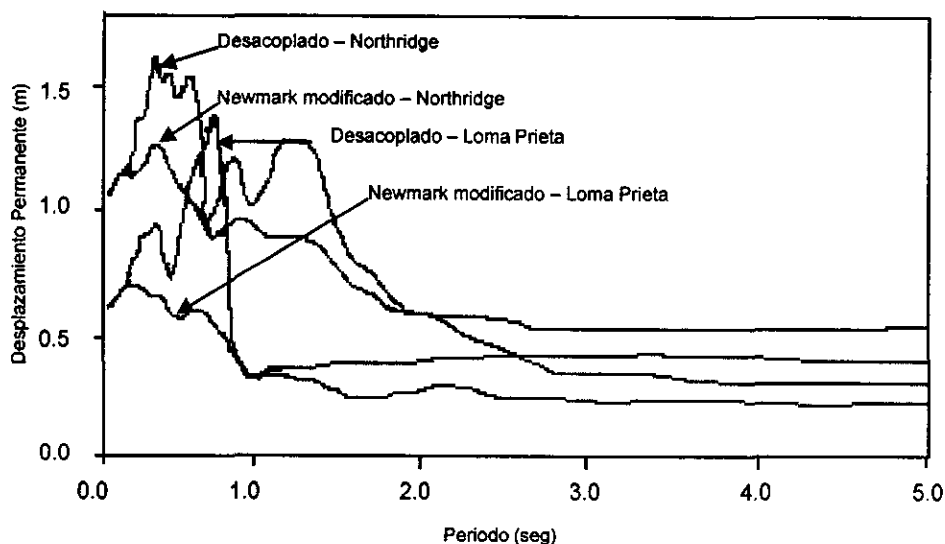


Figura 5.49. Espectro de talud, Kramer y Smith (1997)

5.10.2 Aplicación del espectro de talud al procedimiento propuesto

Se realizó una aproximación entre el método propuesto por Kramer y Smith (1997) y el procedimiento propuesto en este estudio, con el fin de acoplar ciertos aspectos que servirán para la evaluación de las fallas en el talud. Esto se explicará en el próximo numeral, por lo pronto el análisis que se hizo consistió en lo siguiente: siguiendo los lineamientos del modelo de Kramer y Smith (1997), se tomó inicialmente una columna de suelo de 75 metros de altura y se concentró la masa en la parte inferior y en la superior (figura 5.50) con una relación de $M_r = 0.50$, y los parámetros $\delta = 9.5$, $\alpha = 5$ y $c = 10\%$, y la masa m_0 se incluyó en el peso total de la columna, pero sin ser parte de la matriz de masas, tal como ocurre en el método de Kramer y Smith (1997). Esto con el fin de poder discretizar el sistema y mantener la hipótesis de ser un sistema de un grado de libertad. Con esta modelación se realizó el análisis de respuesta del talud para obtener el espectro de desplazamientos permanentes. La comparación de este espectro y el obtenido con el procedimiento de Kramer y Smith (1997) se presenta en la figura 5.51. La concordancia entre ambos procedimientos es muy buena.

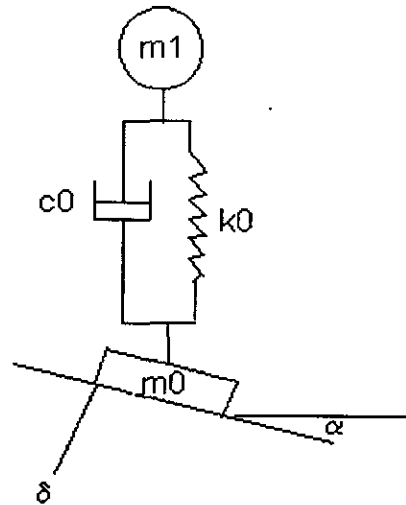


Figura 5.50. Discretización usada para modelar el talud con un sistema de un grado de libertad

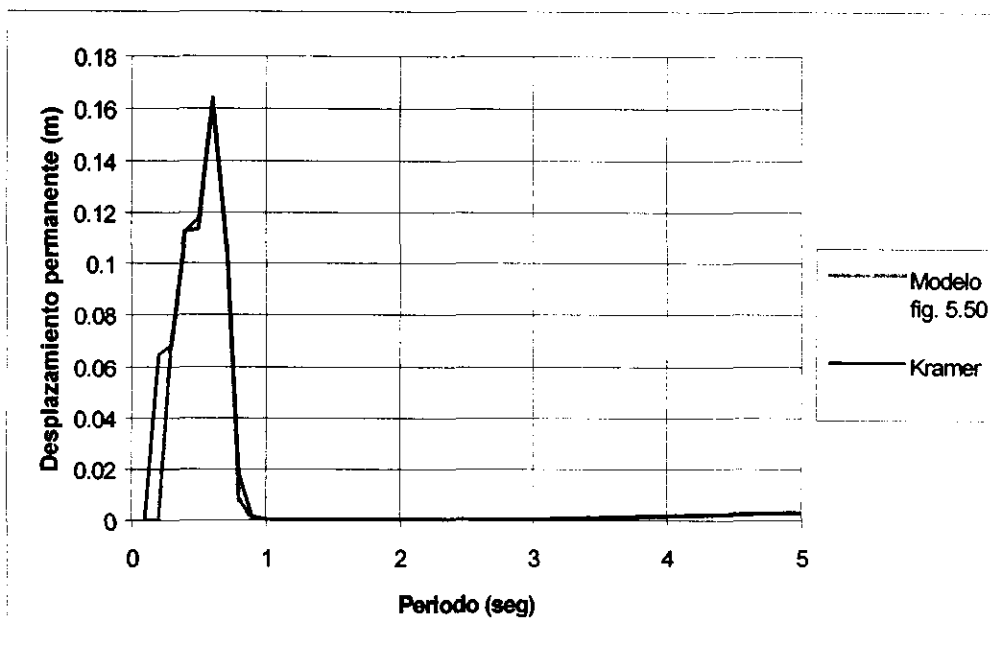


Figura 5.51. Espectro de talud calculado para el sismo de Loma Prieta, por medio del procedimiento propuesto para una columna de 75 metros y por medio del procedimiento de Kramer y Smith (1997)

Comparando el espectro de aceleraciones del registro obtenido durante el sismo de Loma Prieta (figura 5.52) con el espectro de talud (figura 5.51), se observa que los desplazamientos permanentes máximos ocurren cuando se induce la resonancia en el talud.

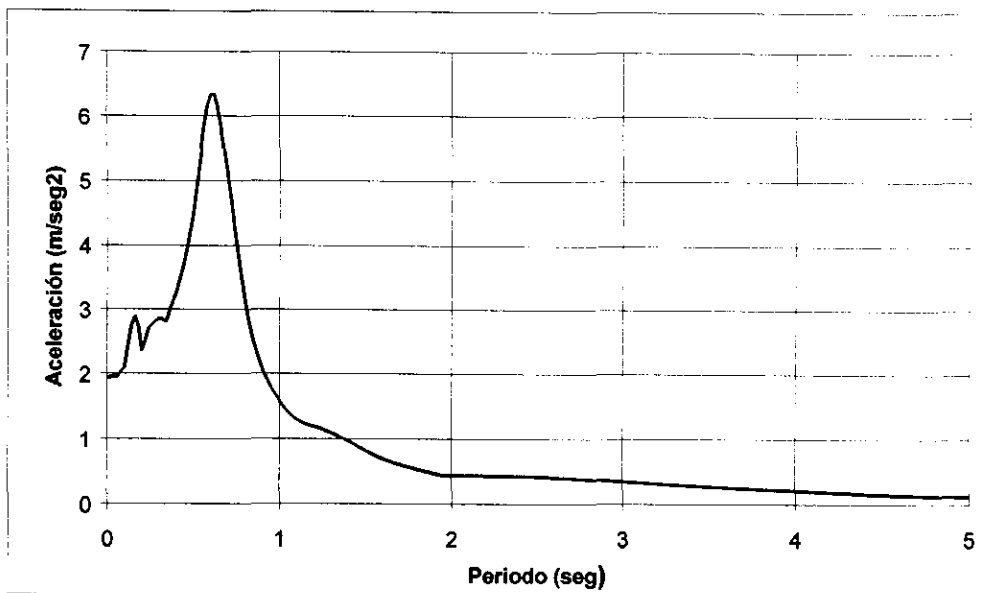


Figura 5.52. Espectro de aceleración para el sismo de Loma Prieta

Se realizó, además, un seguimiento en los periodos más representativos en el análisis del espectro de talud, con el fin de tener un punto de partida más preciso para los análisis posteriores; mediante la comparación de la magnitud de los desplazamientos permanentes contra el tiempo en el que estos producen, los resultados se pueden apreciar en la figura 5.53.

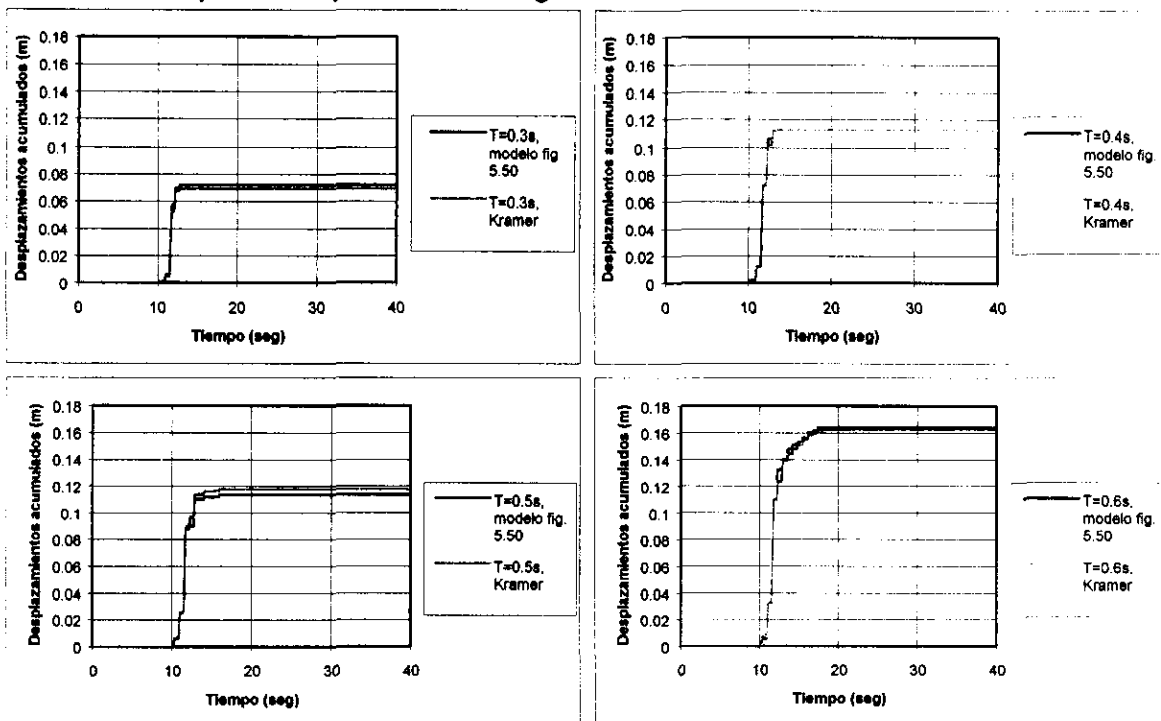


Figura 5.53. Desplazamientos permanentes vs tiempo, obtenidos mediante el modelo discreto y el modelo de Kramer y Smith (1997)

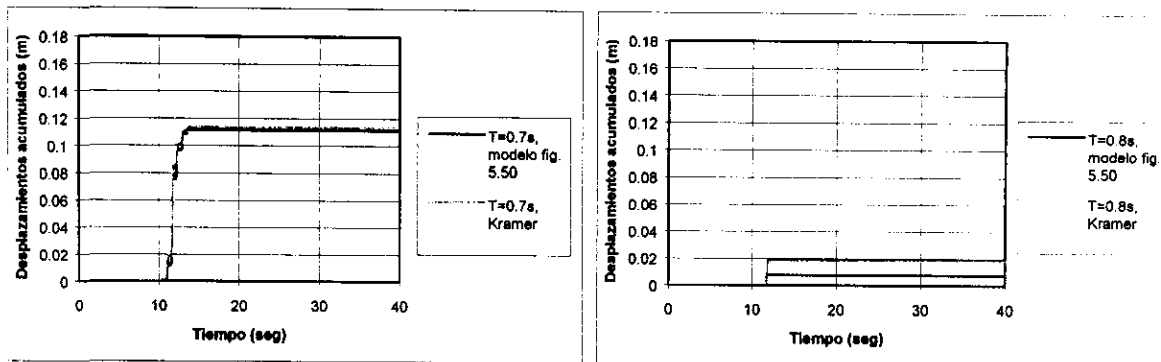


Figura 5.53. Desplazamientos permanentes vs tiempo, obtenidos mediante el modelo discreto y el modelo de Kramer y Smith (1997)

Como se puede observar en esta figura, la magnitud de los desplazamientos permanentes obtenidos es concordante con la obtenida por Kramer y Smith (1997), así como también los instantes de tiempo en que se producen dichos desplazamientos.

Al revisar el registro de desplazamientos relativos obtenidos con el método de Kramer y Smith (1997), con el método propuesto y con el programa Degtra (Ordaz y Montoya, 1999), se puede apreciar que si no se producen desplazamientos permanentes en la base, figura 5.54, los resultados son consistentes entre los tres métodos y en el caso en el cual se producen desplazamientos permanentes en la base, figura 5.55, se observa que el método propuesto y el método de Kramer y Smith (1997) siguen siendo consistentes.

Además de que se presenta una reducción importante en la magnitud de los desplazamientos relativos, de casi tres veces, lo que lleva a insistir sobre la importancia de tener en cuenta a los desplazamientos permanentes durante el sismo. También se debe de considerar al talud como un cuerpo deformable y discreto, en el estudio del comportamiento sísmico de los rellenos sanitarios.

Con base en las observaciones anteriores, se obtiene un punto de apoyo confiable para los análisis posteriores, en los cuales se involucran modelos con múltiples grados de libertad, distribuidos a lo largo de todo el relleno.

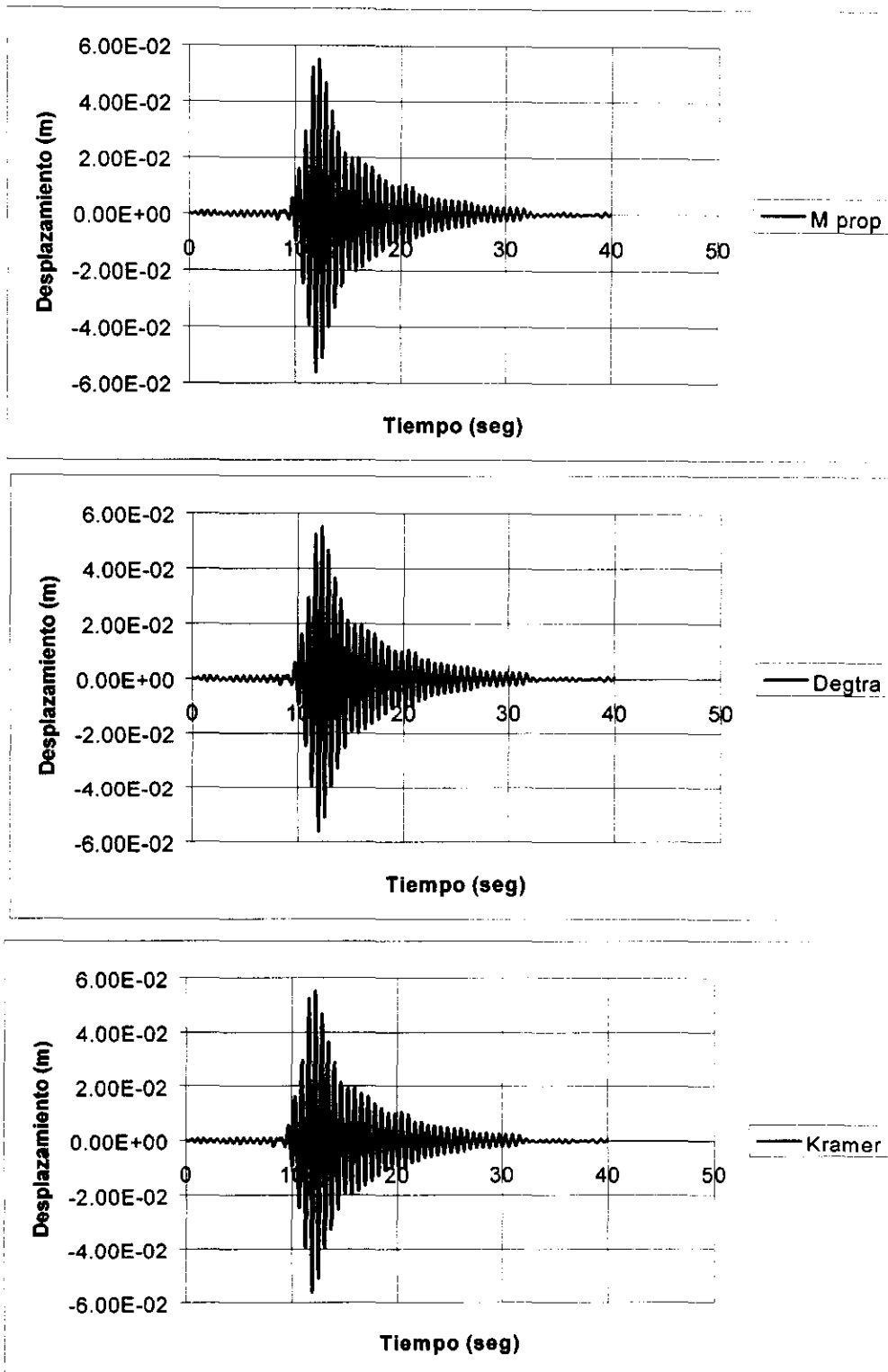


Figura 5.54. Registros de desplazamientos relativos, sin que se produzcan desplazamientos permanentes en la base obtenidos con el método propuesto, el método de Kramer y Smith (1997) y el programa Degtra (Ordaz y Montoya, 1999)

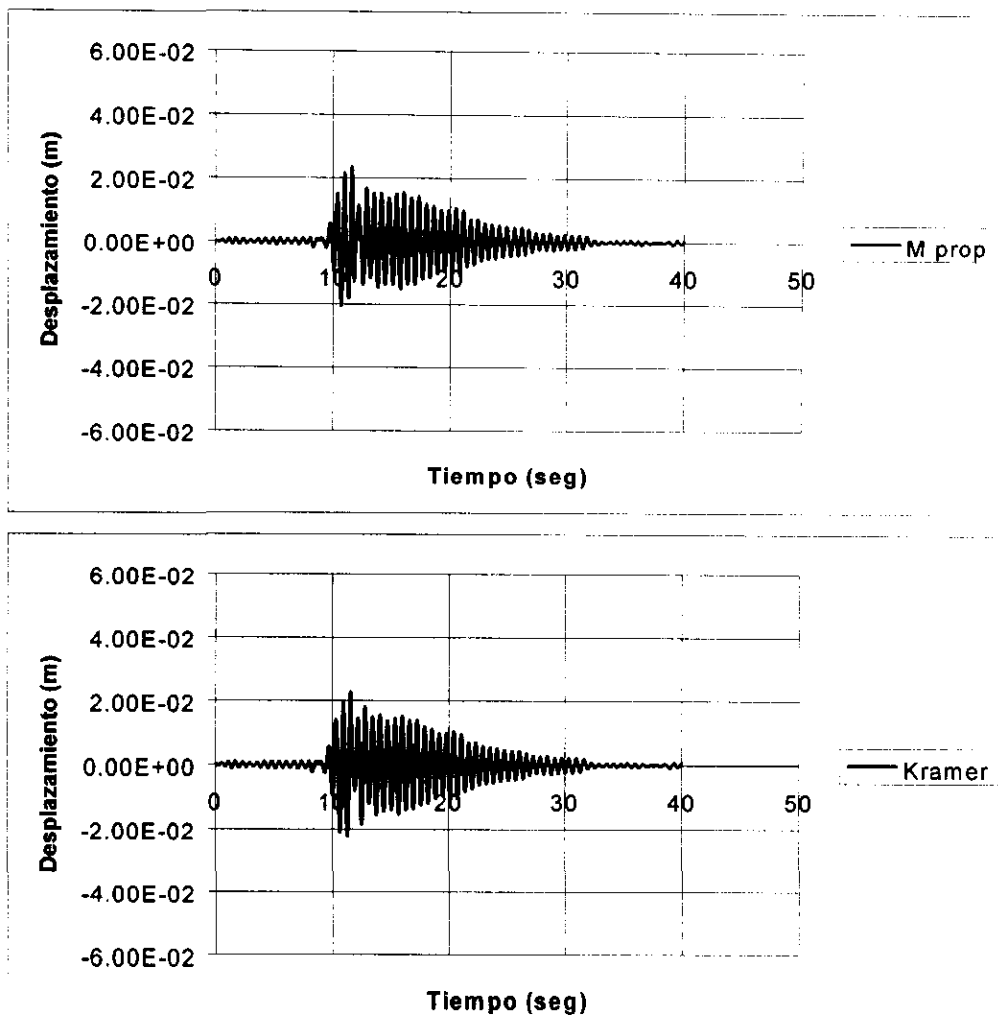


Figura 5.55. Registros de desplazamientos relativos, con desplazamientos permanentes en la base, obtenidos con el método propuesto y el método de Kramer y Smith (1997)

5.10.3 Espectro de talud con varios grados de libertad.

Con base en los parámetros obtenidos del modelo de un grado de libertad, se procedió a realizar estudios con modelos de múltiples grados de libertad, figura 5.56, con el fin de evaluar el efecto de la discretización del medio en los espectros de talud. Para esto, se fue agregando en cada uno de ellos un grado de libertad más que en el anterior, en una misma columna.

Se consideraron dos alternativas. En la primera se aseguró que la suma de todas las masas distribuidas en la columna discreta fuera igual a la masa superior del modelo de un grado de libertad, y en la segunda se realizó una distribución de las masas de tal forma que se conservara la inercia global del sistema de un grado de libertad en los sistemas de múltiples grados de libertad, con lo cual se presenta

una variación tanto en las masas superiores como en la masa inferior del sistema (m_0). Los resultados para ambas hipótesis de distribución de las masas se muestran en la figura 5.57.

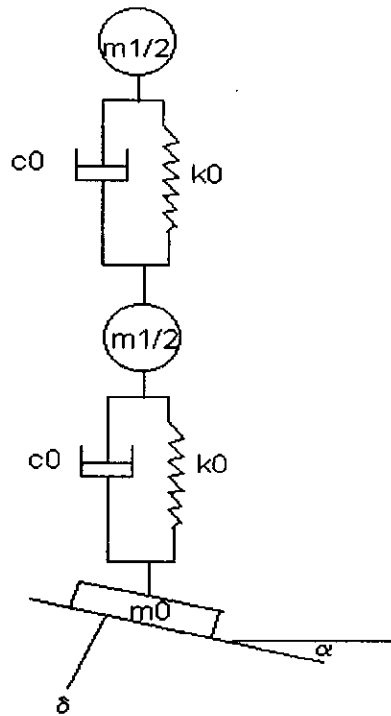


Figura 5.56. Modelo de múltiples grados de libertad

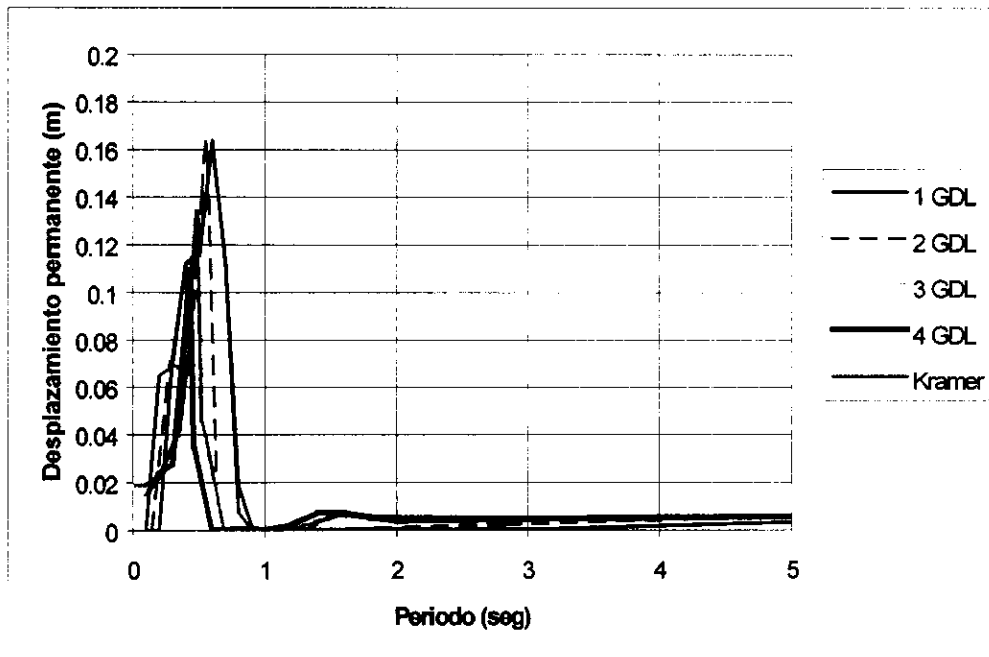


Figura 5.57a. Espectro de talud calculado con base en las áreas de influencia

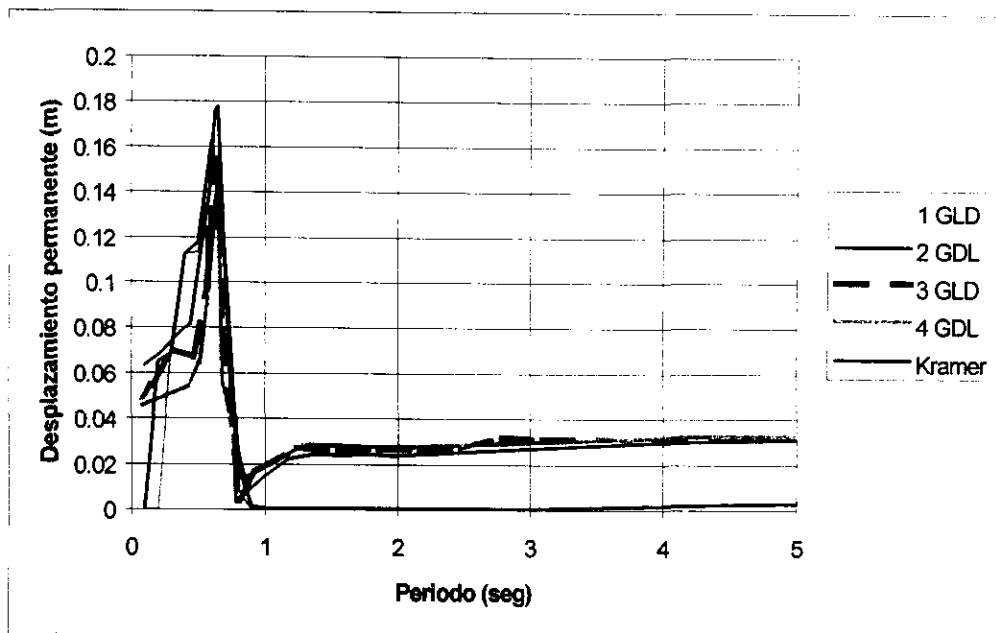


Figura 5.57b. Espectro de talud calculado con base en la rigidez equivalente de los sistemas de múltiples grados de libertad

Los resultados obtenidos en la figura 5.57a muestran una variación en la magnitud de los desplazamientos permanentes en la base, a medida que aumenta la discretización del modelo, así como también una variación en el periodo fundamental del talud. En el modelo 5.57b, se aprecia también una disminución en la magnitud de los desplazamientos permanentes en la base, pero siendo ésta menor que la que se presenta en el caso anterior, lo cual se debe principalmente al manejo dado a la distribución de las masas. Mientras que en el caso de la figura 5.57a, se distribuyen éstas de acuerdo a la profundidad y a su área de influencia, en el caso de la figura 5.57b se busca conservar una inercia global del sistema a través de los sistemas de múltiples grados de libertad.

Con esto se aprecia la influencia de la distribución de las masas y la importancia de la masa inferior (m_0), la cual influye de manera importante en la magnitud de los desplazamientos permanentes, los cuales tienden a disminuir a medida que decrece ésta. Este fenómeno se observa en los resultados de la figura 5.57b, en la cual debido a la variación en la forma de vibrar de las masas superiores y a la disminución de la inercia de la masa inferior, se presenta un aumento en la magnitud de los desplazamientos permanentes en la base.

En este análisis se aprecia la importancia de la correcta determinación de las propiedades de los materiales, en concreto del peso volumétrico de los desechos y de los componentes de cobertura (incluida su separación) ya que las variaciones en él pueden llevar a sobrestimaciones en los desplazamientos permanentes.

Se observa en estos casos, la importancia de discretizar los modelos, debido a las variaciones importantes que se pueden llegar a presentar con respecto a los

modelos de un grado de libertad, con lo cual se pueden obtener resultados más cercanos a la realidad.

5.10.4 Concepto de espectro de talud modificado

Como se discutió en el numeral anterior, el concepto de espectro de talud propuesto por Kramer y Smith (1997) se aplica a un sistema de un grado de libertad, pero debido a que la mayoría de los sistemas trabajados por medio del método aquí propuesto, son sistemas de múltiples grados de libertad y varias columnas, se realizó otra modificación a este concepto, la cual consistió en hallar el espectro de desplazamiento relativo en cada nodo. Con el fin de observar la variación de los periodos fundamentales con y sin falla, en los elementos involucrados en éstas. La justificación de esto consiste en que cuando se presenta una falla a través del talud, la distribución de masas, la rigidez y la frecuencia natural del sistema cambian, debido a que ya no es solo un sistema discreto el que está actuando, sino varios sistemas discretos de características diferentes entre sí, respecto de las del cuerpo original. Con lo cual se conserva la hipótesis inicial de que los desplazamientos permanentes o relativos producidos por un sismo en particular, sufren una fuerte influencia por parte del periodo natural de la masa de suelo de la cuña de falla.

Ahora, el espectro modificado de talud es trazado como el desplazamiento relativo contra el periodo natural en cada nodo, para la relación de masas, rigideces y amortiguamientos que se vaya presentando en cada instante de tiempo, como se verá en los análisis posteriores.

5.11 Análisis de las aceleraciones máximas horizontales en cada estrato

Inicialmente, en la fase de análisis se procedió a realizar un estudio de las aceleraciones horizontales máximas sin considerar desplazamientos permanentes en la base de las columnas de suelo, para las diferentes configuraciones de rellenos que se han analizado. Esto se realizó con el fin de estudiar la variación en las aceleraciones horizontales máximas de acuerdo a la configuración del talud y a la altura de cada columna discreta. Los resultados se muestran en las figuras 5.58 a 5.62.

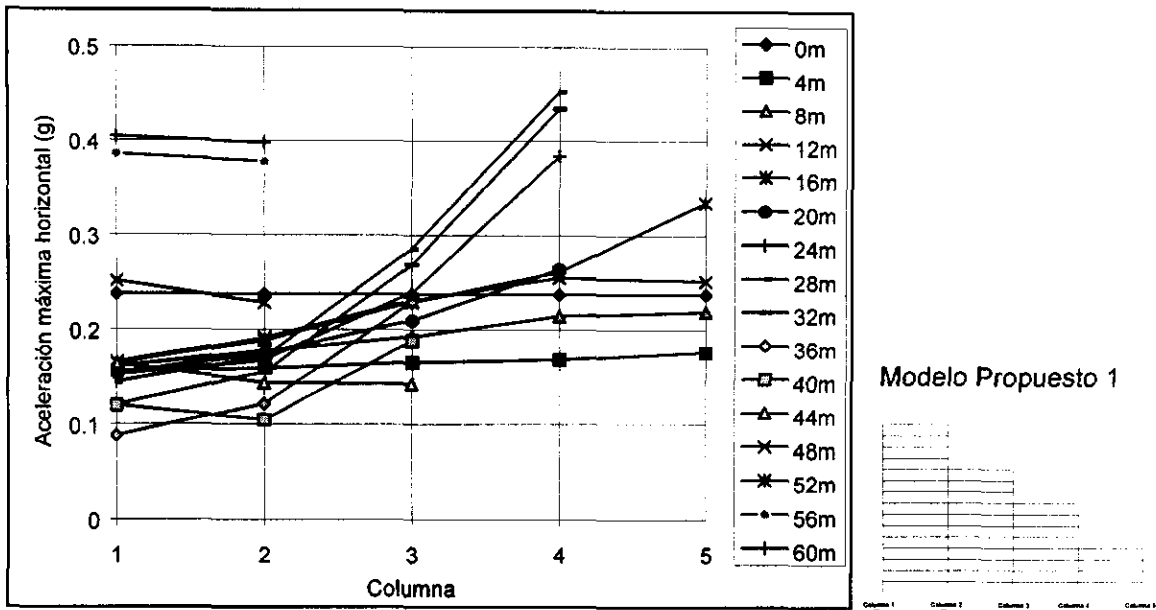


Figura 5.58. Aceleración horizontal máxima según la profundidad. Modelo propuesto 1

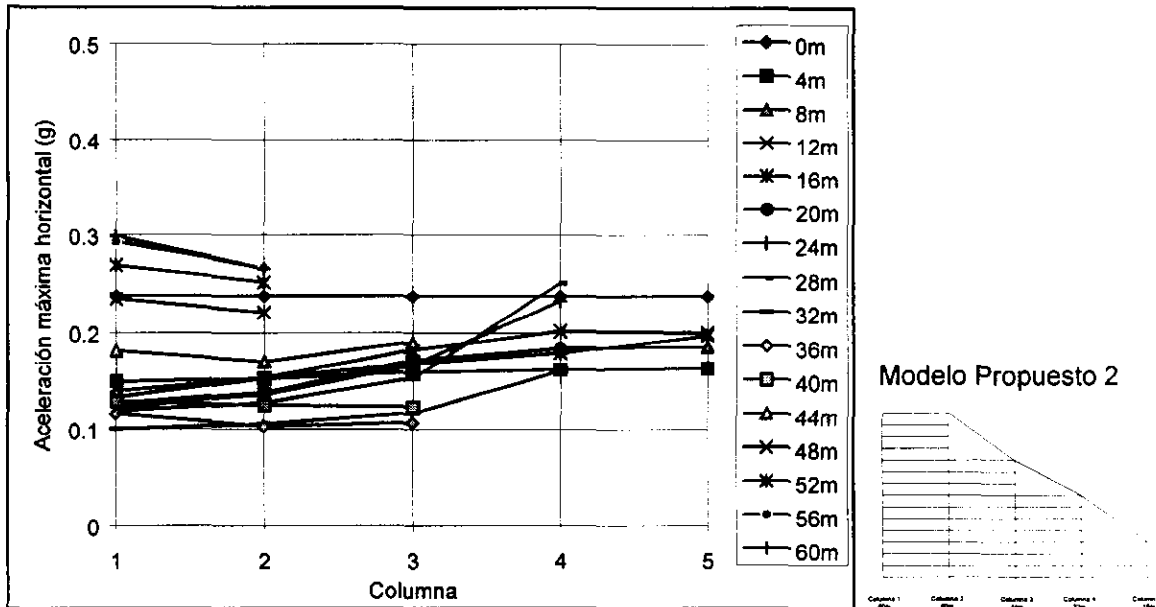


Figura 5.59. Aceleración horizontal máxima según la profundidad. Modelo propuesto 2

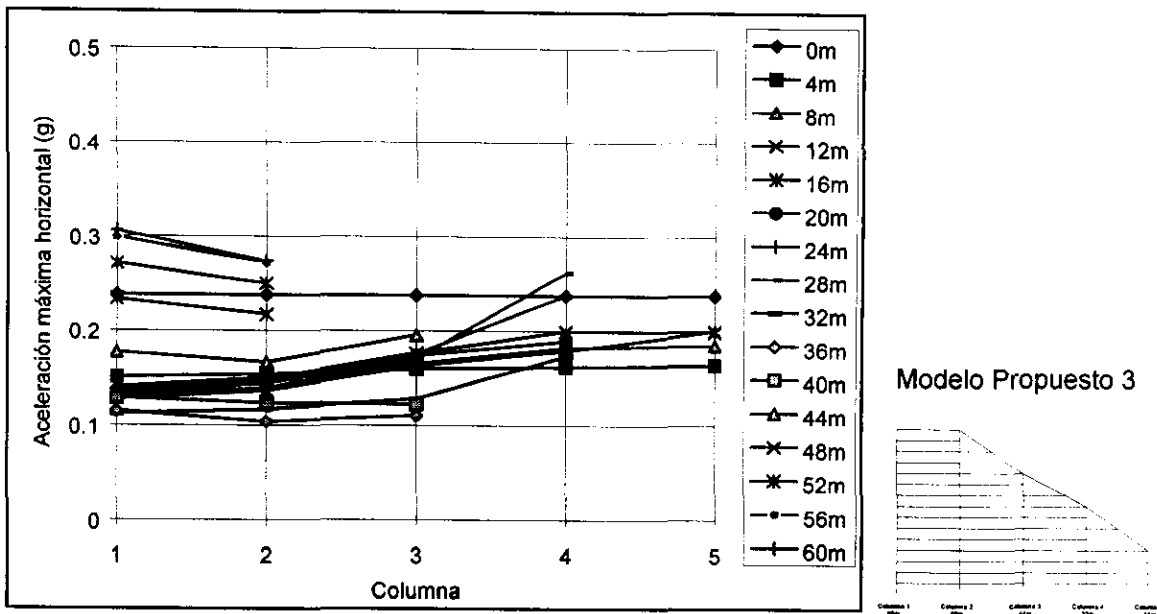


Figura 5.60. Aceleración horizontal máxima según la profundidad. Modelo propuesto 3

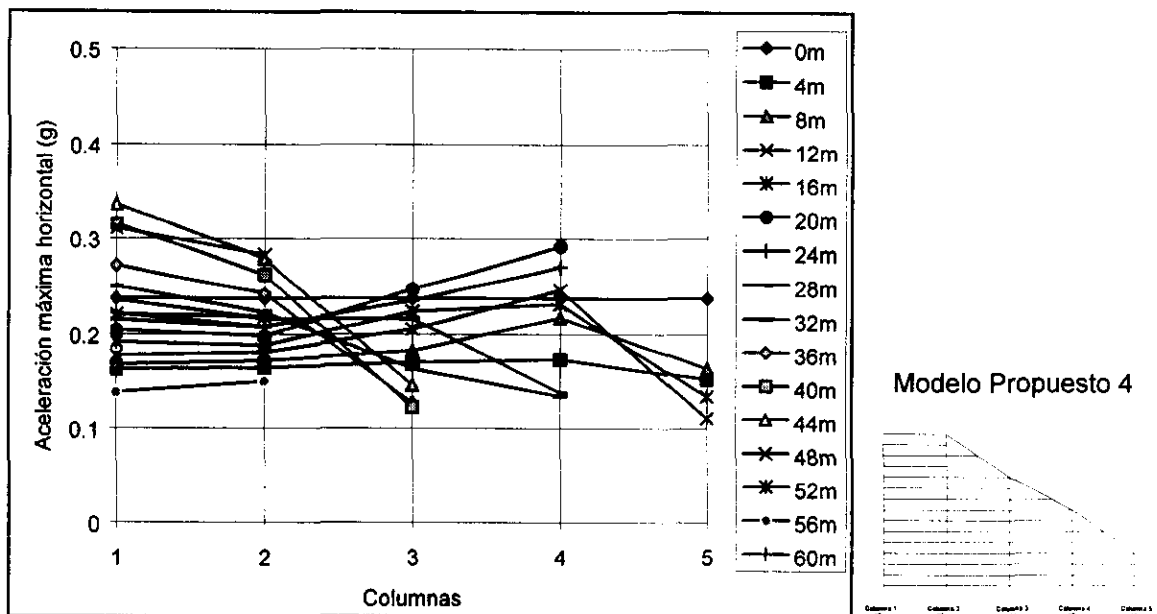


Figura 5.61. Aceleración horizontal máxima según la profundidad. Modelo propuesto 3, con los datos obtenidos del SHAKE (Schnabel et al., 1972), en el numeral 5.4

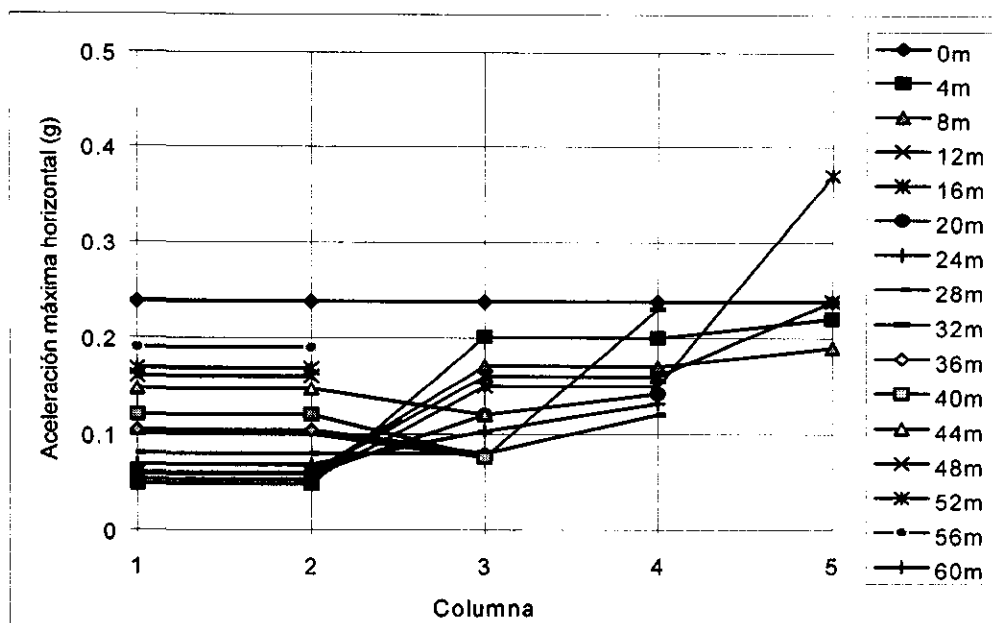


Figura 5.62. Aceleración horizontal máxima según la profundidad. Datos publicados por Bray et al. (1995)

En la figura 5.58 se puede apreciar que en las columnas 4 y 5, y parcialmente en la 3, los nodos que no tienen continuidad hacia la columna de la derecha, presentan unas aceleraciones horizontales muy superiores a las que tendrían los nodos si tuvieran continuidad hacia la columna de la derecha.

En las figuras 5.59 y 5.60 se aprecia una disminución importante en las aceleraciones, debido a los elementos que sirven de cuña en esos sectores y también se nota cómo las aceleraciones van cambiando de una manera suave, no de manera tan abrupta como ocurren en las figuras 5.58 y 5.61.

En la figura 5.61 se puede ver que las aceleraciones calculadas con base en la información proporcionada por el SHAKE (Schnabel et al., 1972) es consistente con las dos figuras anteriores, pero siendo ésta un poco más dispersa.

En la figura 5.62, elaborada con la información de Bray et al., 1995, se puede apreciar una gran dispersión en las aceleraciones, lo que puede ser ocasionado por la diferencias que conllevan la aplicación de métodos acoplados y desacoplados en los resultados finales.

Se puede pensar que las diferencias en las aceleraciones horizontales, que se presentan en los nodos superiores de las columnas 3, 4 y 5, pueden ser parte de las causas de que se presenten agrietamientos de carácter superficial, tal como ha sido reportado por diferentes investigadores (Bray et al., 1988; Augello et al., 1995). También se nota de manera importante que las aceleraciones se vuelven más constantes a medida que aumenta la cantidad de material por encima del nodo, como se ve en los casos de las columnas 1 y 2.

5.12 Análisis de sensibilidad

Por último, se realizó un análisis paramétrico limitado, en el cual se trabajaron conjuntamente todos los conceptos anteriores, con el fin de estimar el efecto del coeficiente de fricción, la inclinación de los apoyos y la formación o no de fisuras, (tabla 5.5). Aunque se tiene conciencia de que existen otros parámetros, como la pendiente del talud, el peso volumétrico de los materiales, las características estratigráficas del relleno, las características de la excitación, etc., que también afectan la respuesta de los rellenos, estos parámetros no se incluyeron en este estudio por considerar que las características friccionantes y geométricas de la superficie de falla tienen gran influencia en el comportamiento de los taludes y por cuestiones de acotación del estudio. El efecto de los parámetros no incluidos aquí se evaluarán en estudio posterior.

El estudio de la variación del coeficiente de fricción se realizó debido a que la superficie potencial de falla puede involucrar materiales de diversa índole como pueden ser las geomallas y la arcilla. En el caso en que se involucre parte del sistema de cobertura o de revestimiento, o que simplemente la superficie potencial de falla se localice en su totalidad en uno de estos elementos, siendo éste un caso particular en el que el coeficiente de fricción sería igual en toda la superficie de falla. En el caso de que la falla no ocurra completamente en el sistema de cobertura o de revestimiento, se estarían involucrando los materiales de desechos los cuales tienen características de fricción muy diferentes a las de los materiales anteriores. Por lo tanto, se realizó la comparación del comportamiento del talud del relleno tanto con valores uniformes de fricción en la base como con diferentes valores, para observar la influencia de estos en el resultado final.

En cuanto al análisis de sensibilidad en la variación de la inclinación de los apoyos, la justificación del estudio de este parámetro es similar al anterior. En cuanto a la influencia de las características constructivas de los rellenos en su respuesta sísmica, o sea, si la superficie potencial de falla se localiza en su totalidad en el sistema de cobertura o de revestimiento, la falla esperada será plana, pero si se involucra también a los materiales de desecho la falla esperada ya no será plana y podrá ser circular o irregular. El comportamiento de cada parte del talud cambiará, en algunos casos será favorable la formación de algún tipo determinado falla, al hacer el talud menos inestable, como se verá más adelante. Consecuentemente, es necesario investigar cuáles serían los efectos potenciales luego de un movimiento sísmico.

El análisis de formación de grietas permite ver la variación en la respuesta del talud, cuando se le permite al material deformarse de manera considerable, permaneciendo como un sólo bloque y la respuesta del talud cuando al material se le limita la deformabilidad y se le permite agrietarse. De esta forma se puede evaluar, al menos cualitativamente el efecto de las características de estabilidad que le proporciona cada uno de los componentes del relleno. Esto se puede aplicar al diseño de nuevos rellenos. Los resultados obtenidos se observan a continuación, figuras 5.63 a 5.92.

	Columnas				
	1	2	3	4	5
Modelo 5 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
δ Fricción entre los geotextiles y la arcilla	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.162	0.162	0.178	0.180	0.218
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 6 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	15.0	11.0	8.0	5.0	2.0
δ Fricción entre los geotextiles y la arcilla	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 7 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
δ Fricción entre los geotextiles, la arcilla y la basura	10.5	10.5	9.5	8.5	8.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.116	0.116	0.206	0.423	0.507
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	12.36	12.36	12.54	12.54	20.10
Modelo 8 (sin fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
δ Fricción entre los geotextiles, la arcilla y la basura	10.5	10.5	9.5	8.5	8.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.116	0.116	0.210	0.453	0.624
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 9 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
δ Fricción entre los geotextiles y la arcilla	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.045	0.045	0.047	0.051	0.098
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 10 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0
δ Fricción entre los geotextiles y la arcilla	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 11 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
δ Fricción entre los geotextiles, la arcilla y la basura	10.5	10.5	9.5	8.5	8.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.042	0.042	0.061	0.081	0.087
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 12 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
δ Fricción entre los geotextiles y la arcilla	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.088	0.088	0.093	0.097	0.111
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 13 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
δ Fricción entre los geotextiles, la arcilla y la basura	21.5	21.5	20.0	18.5	18.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.058	0.058	0.119	0.243	0.290
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	12.84	12.84	13.36	13.36	0.00
Modelo 14 (sin fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
δ Fricción entre los geotextiles, la arcilla y la basura	21.5	21.5	20.0	18.5	18.5
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.058	0.058	0.119	0.246	0.308
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Modelo 15 (con fisuración)					
Inclinación del apoyo (α)	19.5	18.5	17.5	16.5	15.5
δ Fricción entre los geotextiles y la arcilla	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
Desplazamientos permanentes en la base (m)	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041
Tiempo inicial de ruptura en el talud (seg.)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 5.5. Análisis paramétrico y resultados

Modelo 5

En el modelo 5, se presenta una superficie (tabla 5.6) de falla plana que se desarrolla por uno de los elementos de separación.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	8°	9.5°	Fisuración
2	8°	9.5°	Permitida
3	8°	9.5°	
4	8°	9.5°	
5	8°	9.5°	

Tabla 5.6. Características del modelo 5

Se observa en la figura 5.63 una atenuación importante de la aceleración máxima horizontal en la parte superior de todas las columnas discretas. En la figura 5.64 se observan desplazamientos importantes en las 5 columnas discretas que conforman el talud. Siendo este desplazamiento permanente entre las columnas, compatible con los parámetros de deformación, por lo que no se presentaron grietas ni en la cobertura ni en el cuerpo del talud.

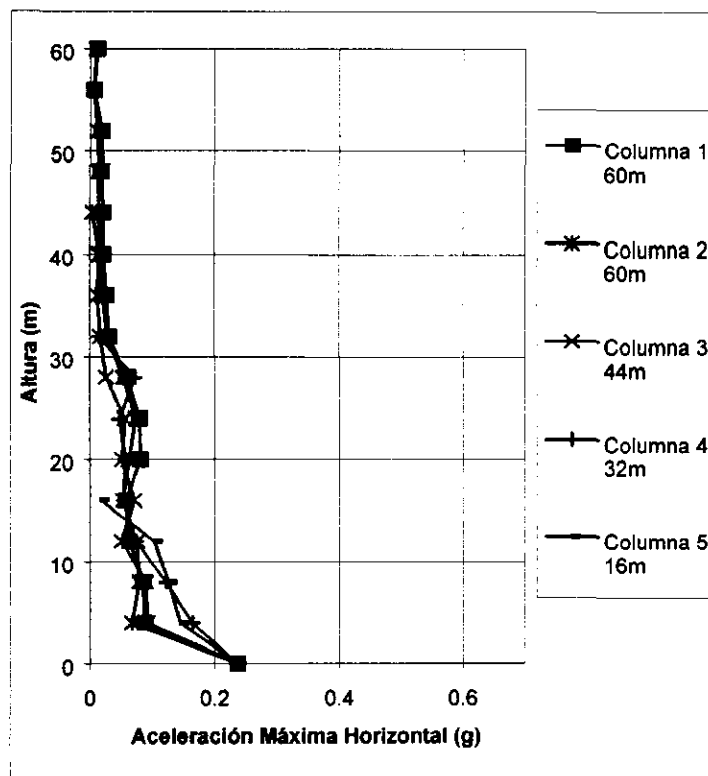


Figura 5.63. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 5

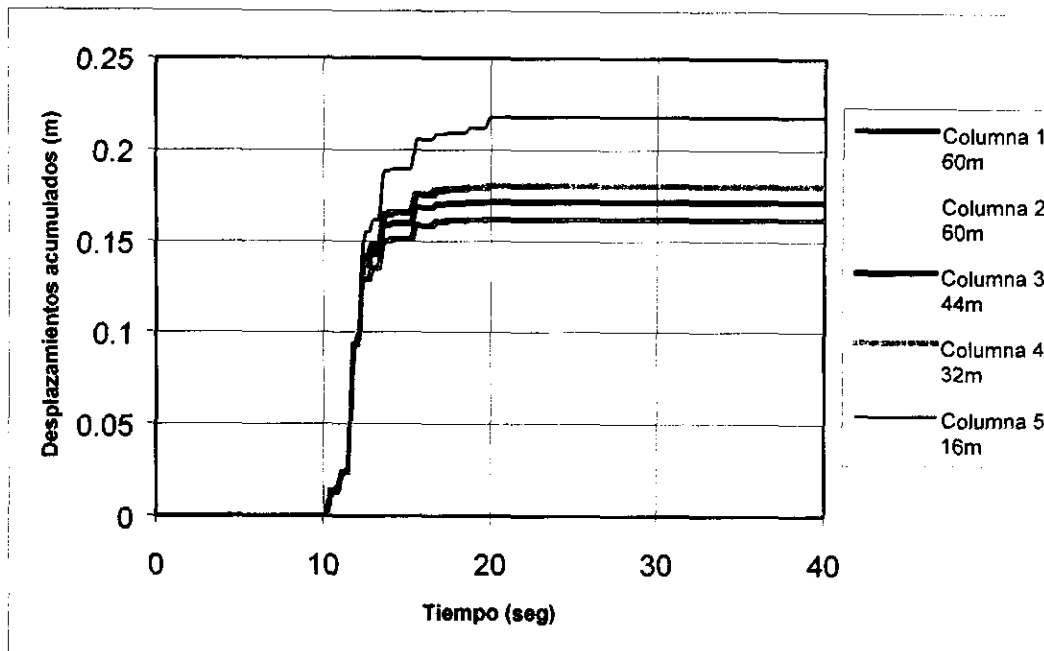


Figura 5.64. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 5

Modelo 6

En el modelo 6 se presenta una superficie de la cuña de falla circular (tabla 5.7), en la cual solo se involucran los elementos de separación.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	15°	9.5°	Fisuración
2	11°	9.5°	permitida
3	8°	9.5°	
4	5°	9.5°	
5	2°	9.5°	

Tabla 5.7. Características del modelo 6

En la figura 5.65 se aprecia una atenuación menor de las aceleraciones horizontales máximas con respecto a la figura 5.63. Esto debido a que el desplazamiento que se presentó (figura 5.66) es casi nulo, mientras que el desplazamiento en el modelo 5 (figura 5.64) fue de una magnitud mucho mayor, lo que permitió una atenuación en la aceleración. Cabe anotar que esto es independiente de la geometría de la superficie de falla, debido a que en el modelo 6 no se desarrolló ésta.

Cuando se modela una superficie de falla plana los desplazamientos permanentes tienden a ser mayores que cuando se considera una superficie curva, esto debido a que las columnas cercanas al pie del talud sirven como elementos estabilizadores del talud, como se observa en el modelo 6.

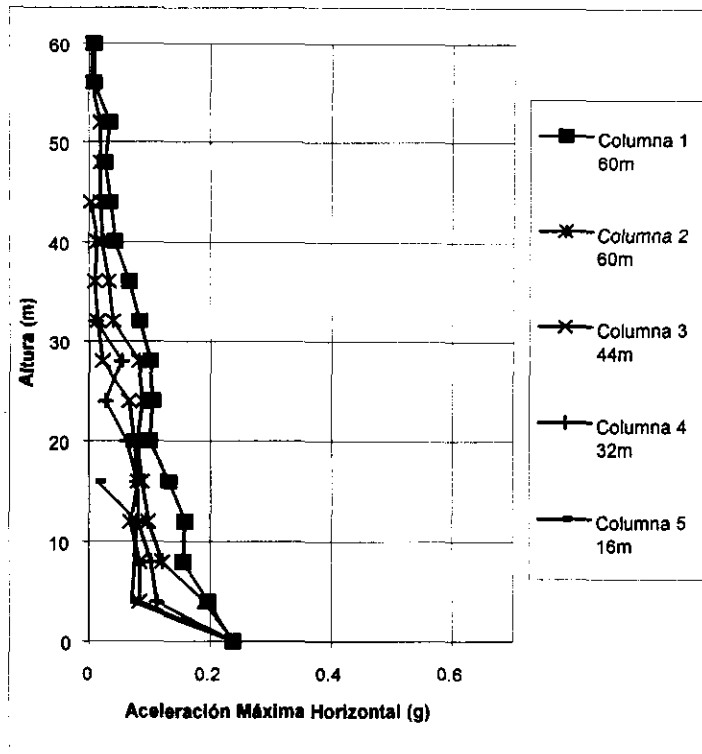


Figura 5.65. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 6

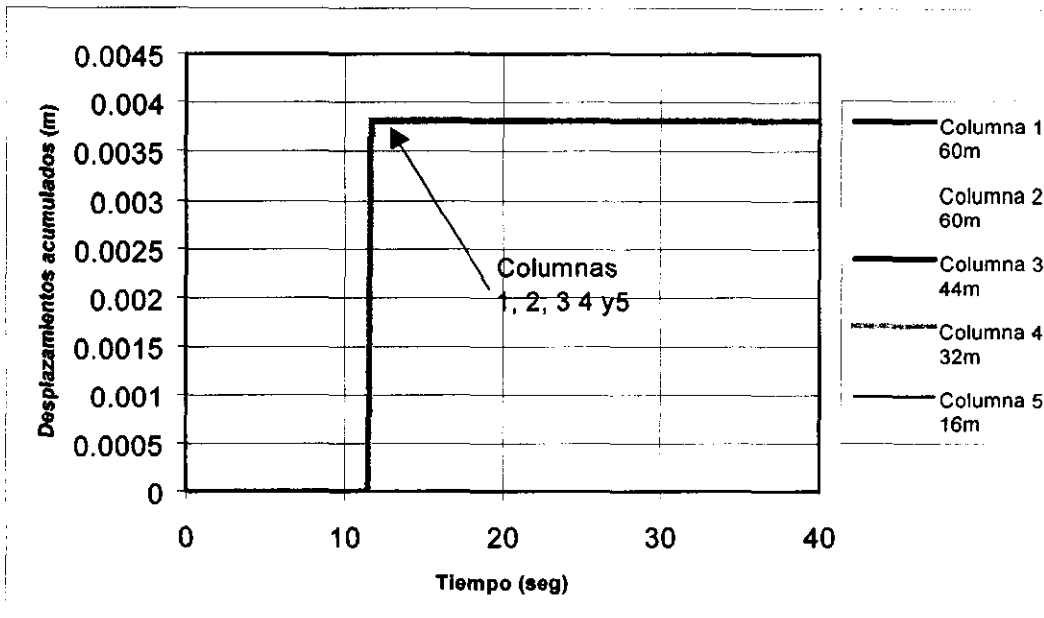


Figura 5.66. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 6

Modelo 7

En el modelo 7 se plantea una variación del modelo 5, en cuanto a que se supone que la cuña de falla va a través de la basura y de los materiales de separación (tabla 5.8). Esto con el fin de estudiar la influencia de los diferentes materiales en

el comportamiento de la cuña de falla. También, en este modelo se estudia la influencia de las grietas, como se verá más adelante.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	8°	10.5°	Fisuración
2	8°	10.5°	Permitida
3	8°	9.5°	
4	8°	8.5°	
5	8°	8.5°	

Tabla 5.8. Características del modelo 7

En la figura 5.67 se aprecia que el perfil de aceleraciones horizontales máximas presenta variaciones muy pequeñas con respecto al presentado en la figura 5.64, correspondiente al modelo 5, lo cual muestra a su vez, que aunque se haya presentado un desplazamiento (figura 5.68) significativamente más grande (100%), la atenuación de las aceleraciones tiende a ser constante.

En los modelos 5 y 7 se realizaron variaciones en el coeficiente de fricción alrededor de un valor promedio (tablas 5.6 y 5.8) y se observó que aunque el valor promedio sea igual (modelo 7) al caso en que el coeficiente de fricción es constante (modelo 5) en todos los apoyos, se presenta una respuesta diferente en ambos casos, en uno no se presenta la falla del talud, caso 5 y en el otro se presenta la falla de la cobertura y del talud en sí, caso 7.

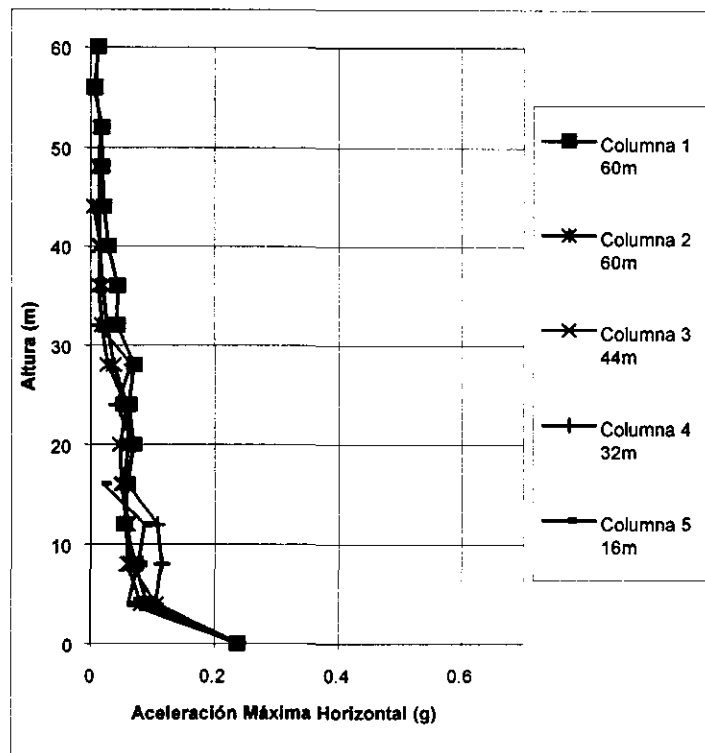


Figura 5.67. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 7

Como se aprecia en la figura 5.69, los desplazamientos entre las columnas 2 y 3 son significativos, lo que hace pensar que se presenta una grieta en la cobertura y cuerpo del talud. En la figura 5.68 se aprecia como va aumentando el desplazamiento a partir de los 13.38seg hasta los 20.10seg, que es el intervalo en que crece la grieta mayor. También, en la figura 5.69 se aprecia que en los 20.10seg para la columna 5 y en los 13.38seg para la columna 3, se produce un desplazamiento mayor que el del cuerpo al que están ligadas, (o sea a la columna 1 y 2 para el caso de la columna 3 y a la columna 4 para el caso de la columna 5) pudiéndose ocasionar con esto en un sismo de mayor magnitud o duración, la formación de grietas mayores en estas zonas. Esto ocasiona la localización de sitios potenciales de falla.

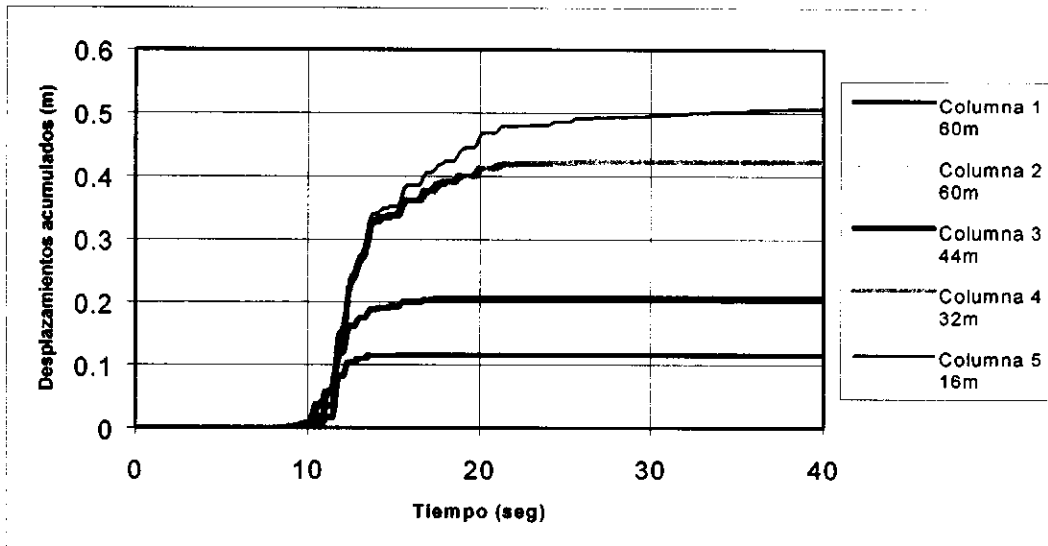


Figura 5.68. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 7

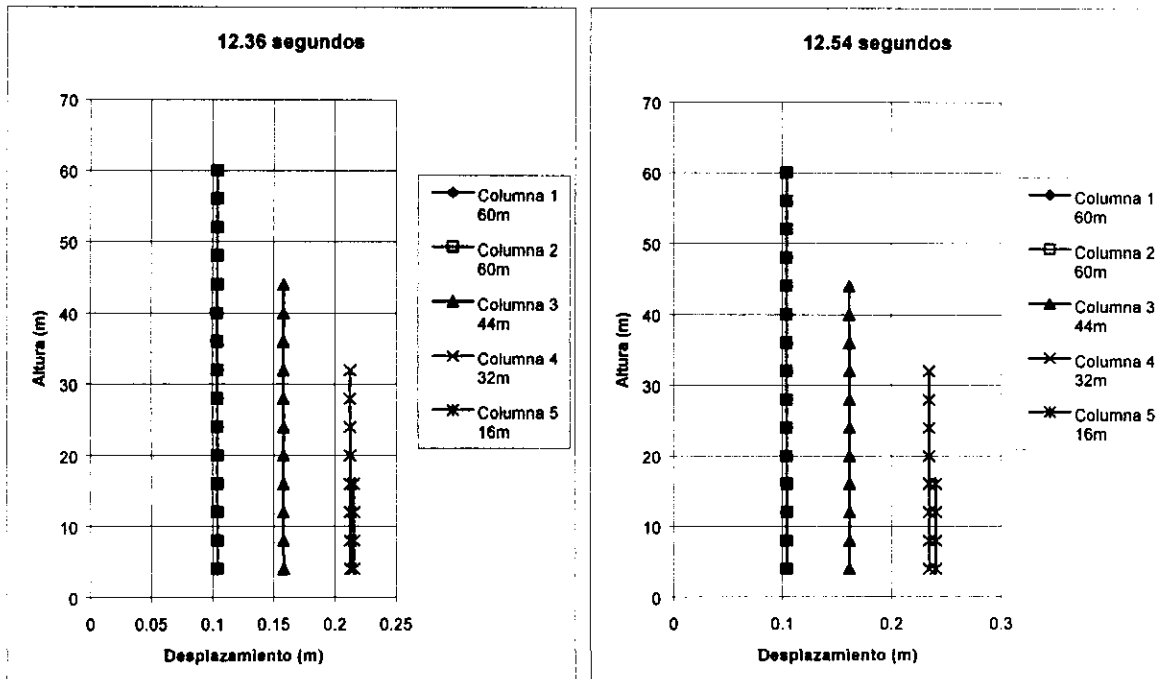


Figura 5.69. Desplazamientos permanentes de las columnas de suelo. Modelo 7

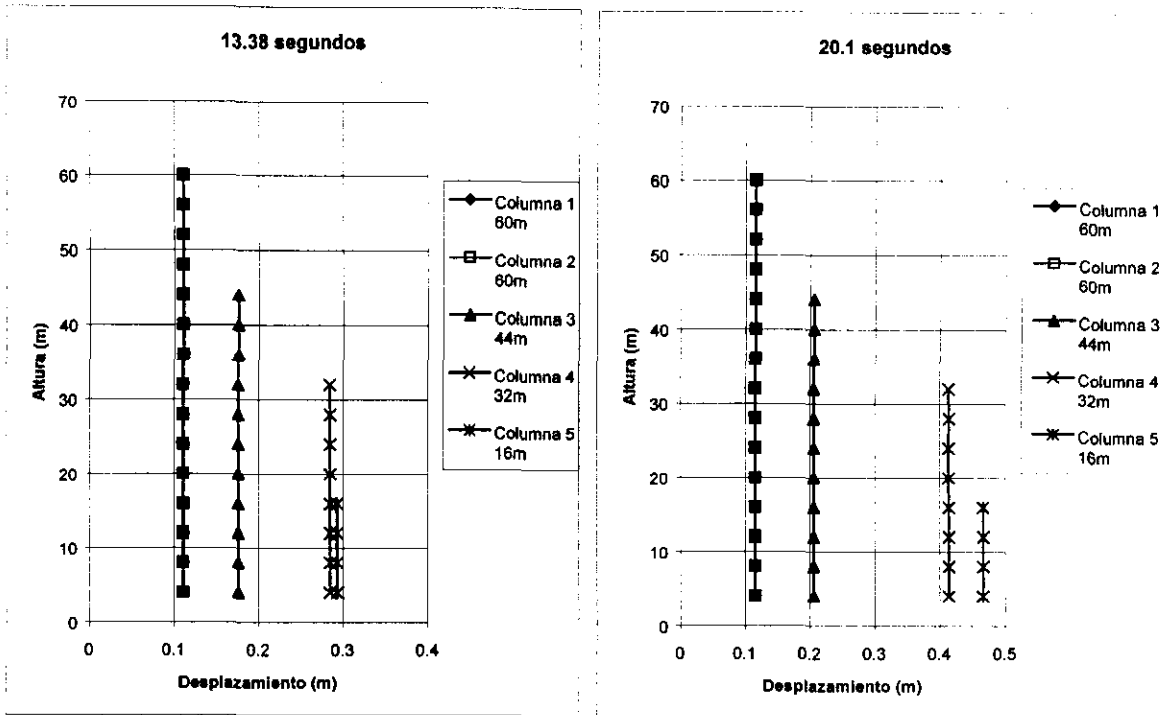


Figura 5.69. Desplazamientos permanentes de las columnas de suelo. Modelo 7

Respecto al espectro de talud modificado (figuras 5.70a,b y 5.71a,b) es interesante anotar que los cambios más importantes se presentan después de que se produce la fisura, en los nodos correspondientes a la parte inferior de las columnas que representan el talud. En estas partes se presenta una disminución en la magnitud del desplazamiento relativo en los periodos fundamentales, mientras que los espectros en los nodos superiores casi no presentan variación en su periodo fundamental, pero sí en los periodos mayores a 1 segundo. Lo cual indica que ésto no es indicio de la ausencia de algún tipo de falla en profundidad, lo que lleva a pensar que la variación observada en los periodos mayores a 1 segundo, indican una variación en el comportamiento de los estratos inferiores y el posible proceso de formación o la formación en sí de una superficie de falla.

Una posible razón del por qué de la disminución de la magnitud de los desplazamientos relativos en los estratos inferiores, se puede atribuir a la disipación de energía que se produce al haber desplazamientos permanentes.

Esto último conduce a proponer que en el diseño de los rellenos se tengan seriamente en cuenta a los geomateriales como disipadores de energía para evitar hasta donde sea posible los daños o minimizarlos. Como también para disminuir la energía que llegue a la superficie, con el objeto de minimizar los daños en la cobertura del relleno.

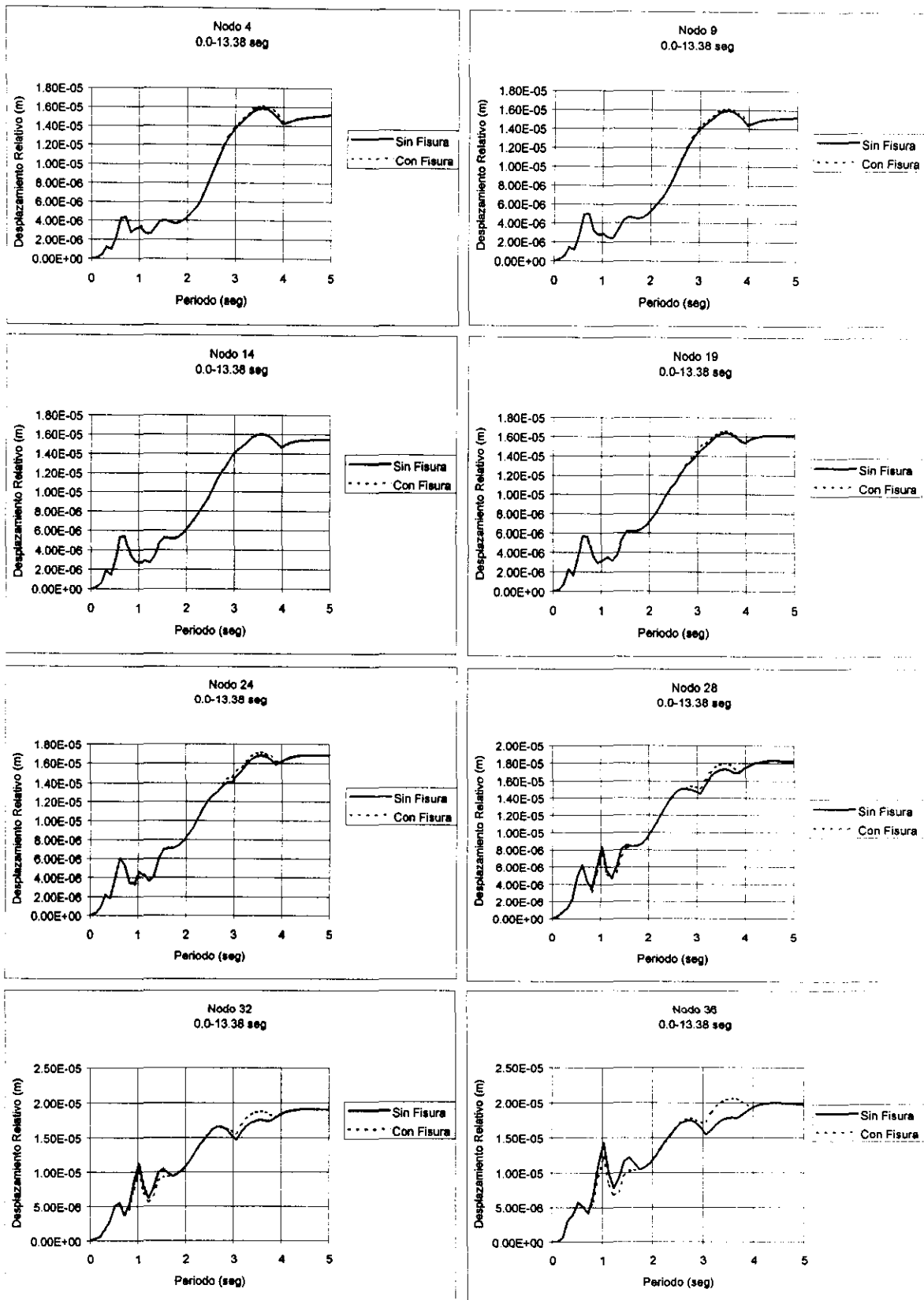


Figura 5.70a. Espectros de desplazamiento relativo, antes de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 7

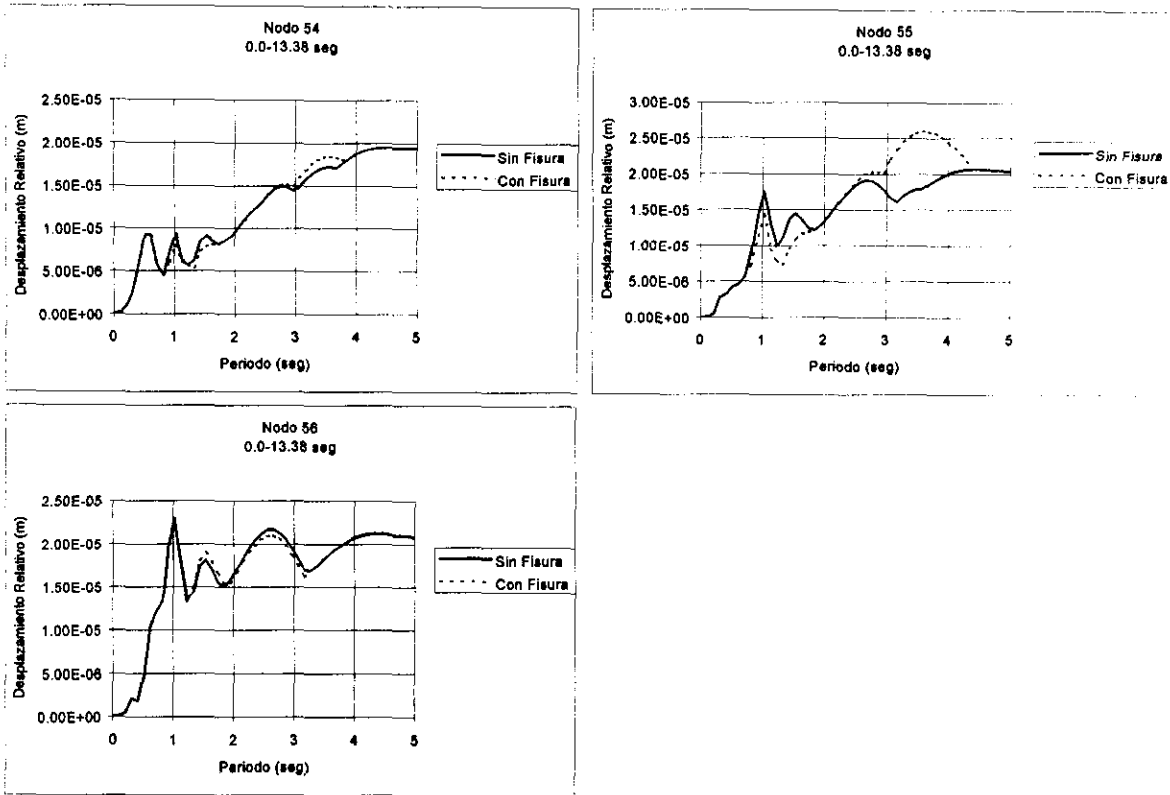


Figura 5.70b. Espectros de desplazamiento relativo, antes de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 7

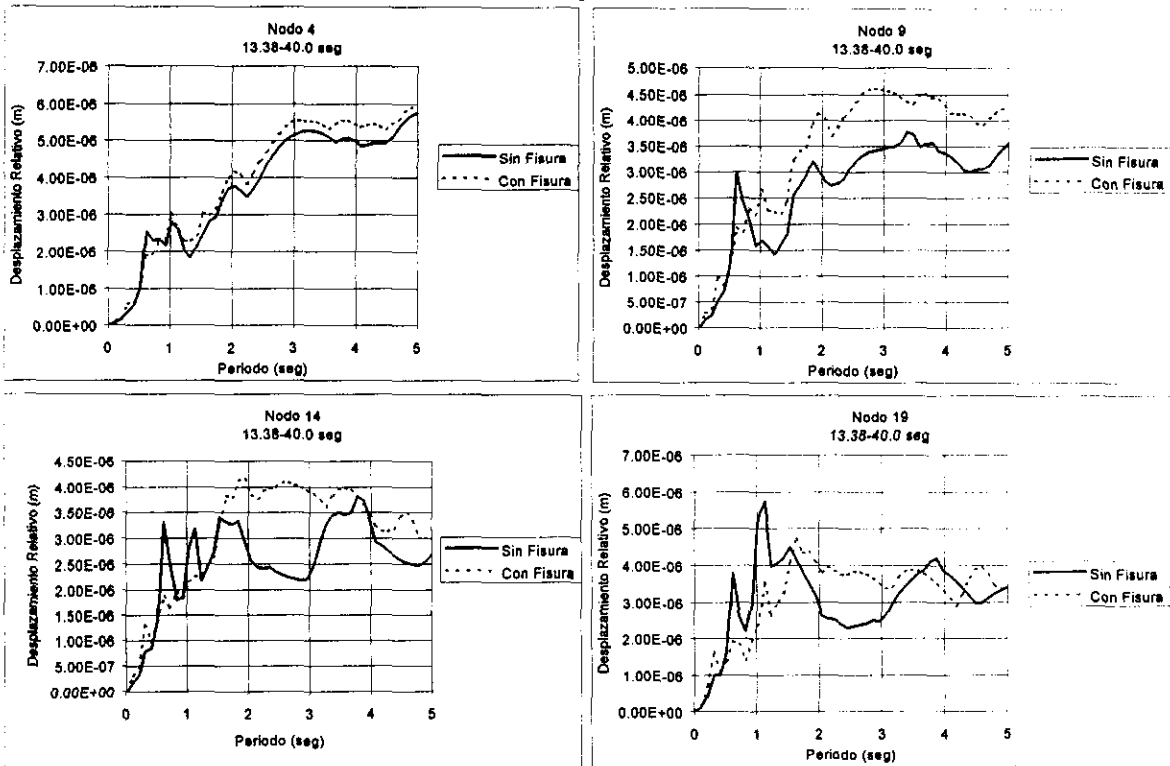


Figura 5.71a. Espectros de desplazamiento relativo, después de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 7

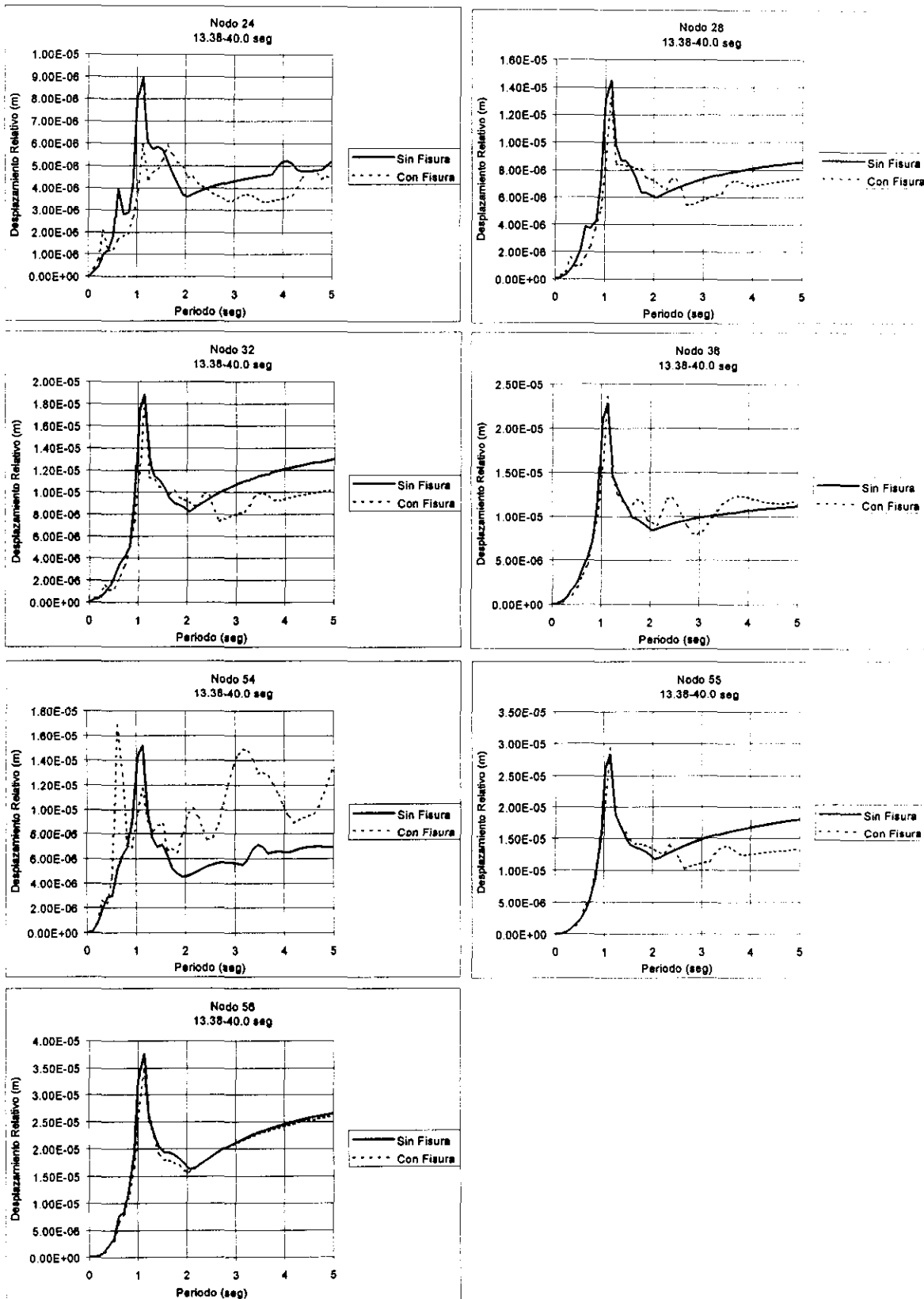


Figura 5.71b. Espectros de desplazamiento relativo, después de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 7

En la figura 5.72 se incluyen los instantes en que se presentaron las fallas en el sistema de cobertura del talud, causadas por la mayor rigidez del sistema de cobertura con respecto al resto de los materiales constituyentes del relleno, lo cual concuerda con las observaciones realizadas en el campo luego de los sismos, en las cuales se reportan daños superficiales en el sistema de cobertura. También, se observa el instante en que se produjo la grieta entre las columnas 3 y 4, ocurriendo esta en el momento de mayor intensidad del sismo.

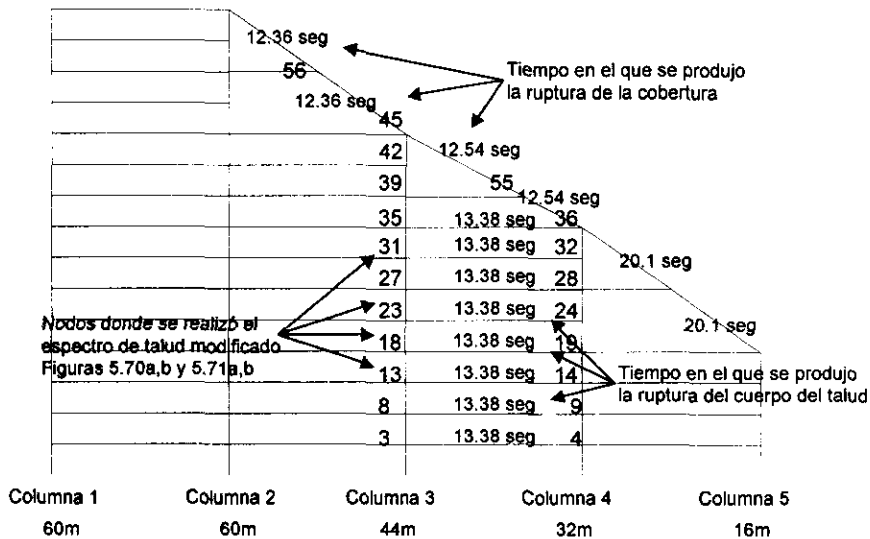


Figura 5.72. Tiempos de ruptura de los elementos del talud. Modelo 7.

Modelo 8

En el modelo 8 se propone una cuña de falla con una superficie plana, pero involucrando tanto a los sistemas de separación como a la basura. Tal como ocurre en el modelo 7, pero sin permitir la formación de fisuras, con lo cual el material se deformará sin romperse.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	8°	10.5°	Fisuración
2	8°	10.5°	no permitida
3	8°	9.5°	
4	8°	8.5°	
5	8°	8.5°	

Tabla 5.9. Características del modelo 8

En la figura 5.73 se aprecia la atenuación de las aceleraciones horizontales, a medida que aumenta la altura del talud. Con respecto a la figura 5.67 del modelo 7, se aprecia una atenuación mayor en las columnas 4 y 5 para el modelo 8, debido a que en éste se presentan mayores desplazamientos permanentes (figura 5.74) que en modelo 7 (figura 5.68).

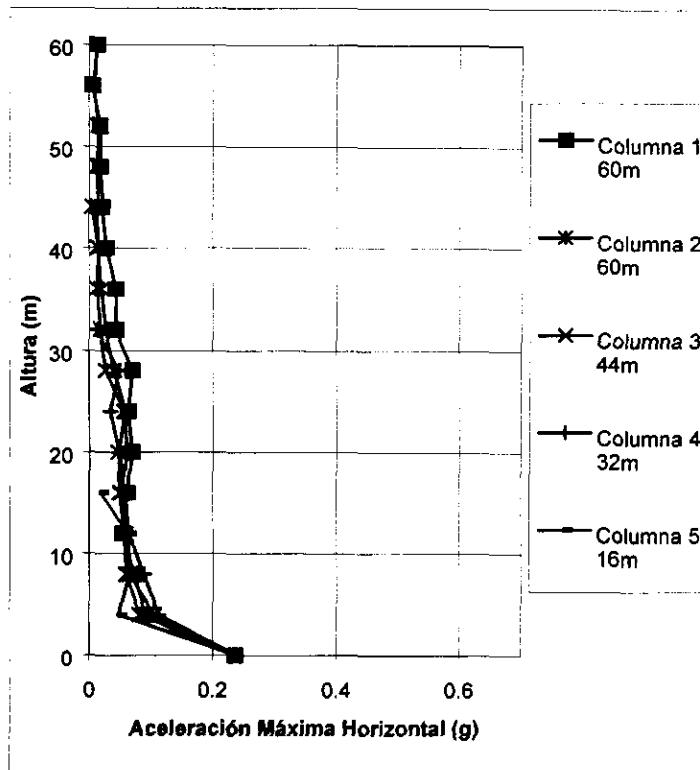


Figura 5.73. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 8

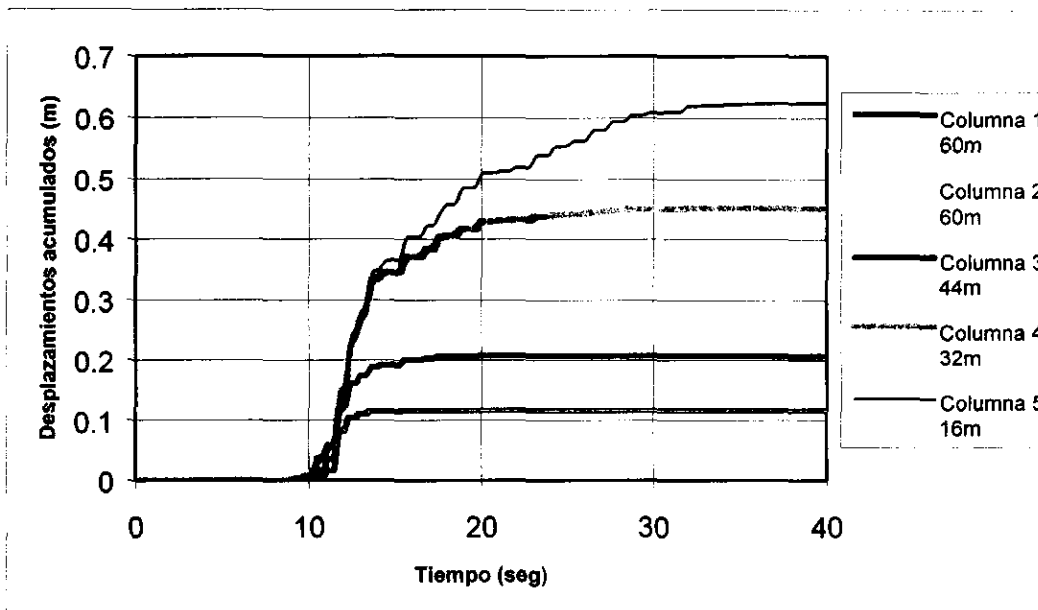


Figura 5.74. Desplazamientos permanentes en la base, Modelo 8

Se puede apreciar un aumento del 20% en los desplazamientos permanentes (figura 5.74) para el caso del modelo 8, con respecto al modelo 7 (figura 5.68), lo cual da una idea a grosso modo de la magnitud de los desplazamientos esperados (entre las columnas 3 y 4) cuando el material se deforma sin fallar.

Modelo 9

En el modelo 9 se plantea una cuña de falla con una superficie plana que se desarrolla a través del sistema de separación (tabla 5.10), pero con una inclinación menor que la que se tiene en el modelo 5. Esto se realizó con el fin de estudiar el efecto de la variación en la inclinación de la superficie de falla en el comportamiento de la cuña de suelo.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	6°	9.5°	Fisuración
2	6°	9.5°	permitida
3	6°	9.5°	
4	6°	9.5°	
5	6°	9.5°	

Tabla 5.10. Características del modelo 9

En la figura 5.75 se aprecia la atenuación de las aceleraciones horizontales máximas que se presenta en el modelo 9, y al compararlas con la figura 5.63 del modelo 5, se puede observar que en el modelo 9 se presenta una mayor atenuación en todas las columnas discretas hasta una altura de 30m.

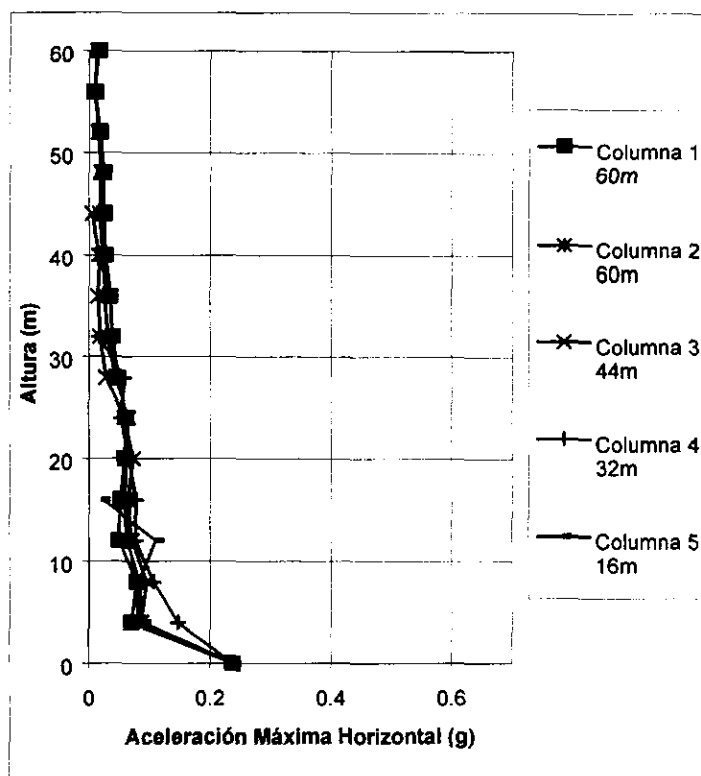


Figura 5.75. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 9

En la figura 5.76 se puede apreciar que el desplazamiento permanente en la base es de una magnitud reducida y muy similar en las cinco columnas discretas.

En comparación con el modelo 5 (figura 5.64) se observa que una variación en dos grados en la pendiente de la superficie de deslizamiento (plana) conduce a diferencias superiores al 300%, para estos dos casos estudiados, aunque es de tener en cuenta que los desplazamientos calculados son pequeños, pero por eso no despreciables. Estos resultados indican que la pendiente de la superficie de falla es un parámetro crítico en la estabilidad de taludes de rellenos sanitarios.

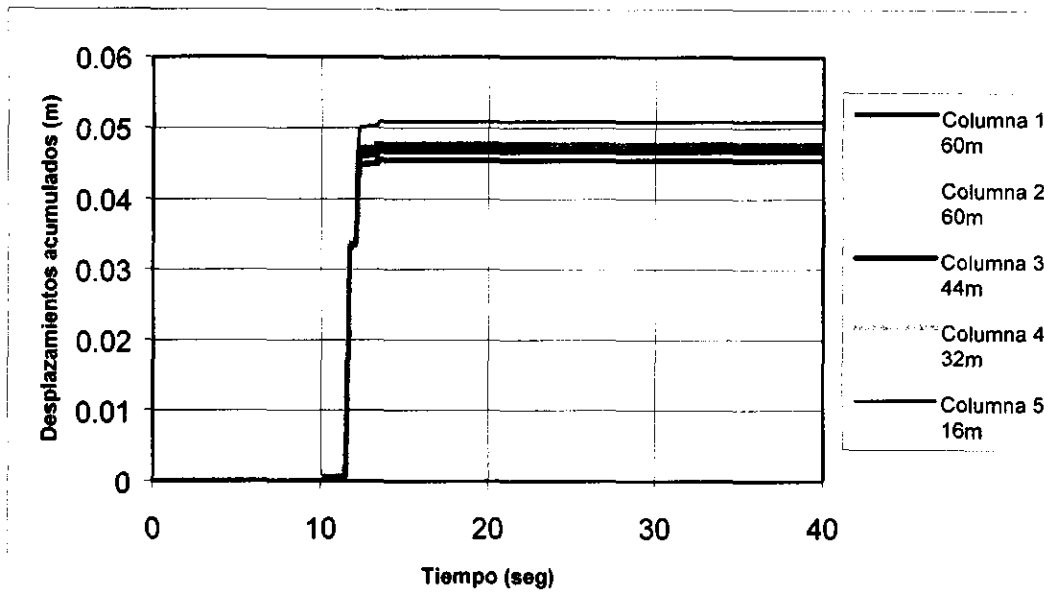


Figura 5.76. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 9

Modelo 10

En el modelo 10 (tabla 5.11) se plantea una cuña de falla con una superficie curva y atravesando solo el sistema de separación. Esto con el fin de estudiar el efecto de la variación de la superficie de falla en la respuesta del talud, con respecto al modelo 9.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	8°	9.5°	Fisuración
2	7°	9.5°	permitida
3	6°	9.5°	
4	5°	9.5°	
5	4°	9.5°	

Tabla 5.11. Características del modelo 10

En la figura 5.77 se observa la variación del perfil de aceleraciones horizontal máximo de cada columna discreta, al compararlo con la figura 5.76 (modelo 9), se puede ver que la atenuación es menor. Esto se debe a que las columnas 4 y 5 actúan como elementos equilibrantes al estar apoyados en una superficie con menor inclinación.

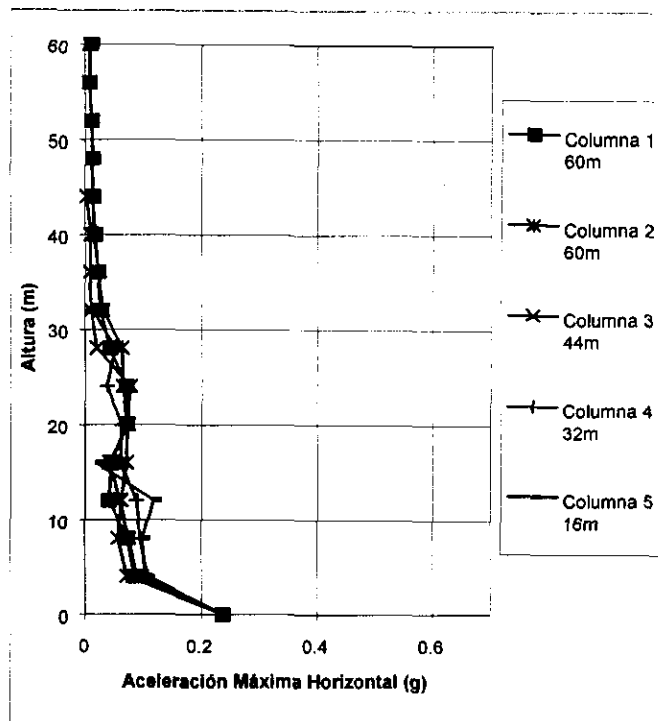


Figura 5.77. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 10

En la figura 5.78 se observa que todas las columnas discretas se desplazaron una misma distancia. Esto se debe a la menor inclinación de la superficie de falla en la zona de las columnas 4 y 5. Lo que lleva a observar que aunque la inclinación promedio (modelo 10) sea igual a la inclinación constante, (modelo 9) el comportamiento del talud variará. Como se puede ver en la figura 5.78, el desplazamiento es menor y uniforme, al contrario de lo que se presenta en el modelo 9 (figura 5.76).

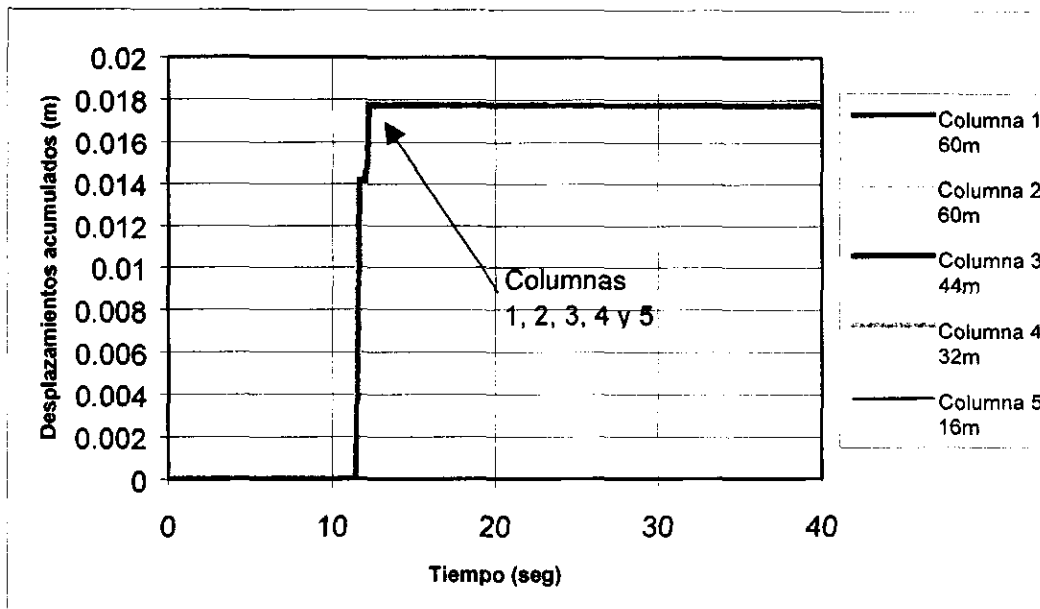


Figura 5.78. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 10

Modelo 11

En el modelo 11 se considera una cuña de falla con una superficie plana atravesando diferentes materiales (tabla 5.12). Con el fin de estudiar el efecto de la variación en la fricción en una superficie de falla, con una pendiente suave con respecto a una superficie con una pendiente mayor como en el modelo 8.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	6°	10.5°	Fisuración permitida
2	6°	10.5°	
3	6°	9.5°	
4	6°	8.5°	
5	6°	8.5°	

Tabla 5.12. Características del modelo 11

En la figura 5.79 se observa la atenuación de las aceleraciones horizontales máximas y con respecto a los modelos 9 (figura 5.75) y 8 (figura 5.73) se observa que las aceleraciones horizontales son mayores en las columnas discretas hasta los 30m de altura.

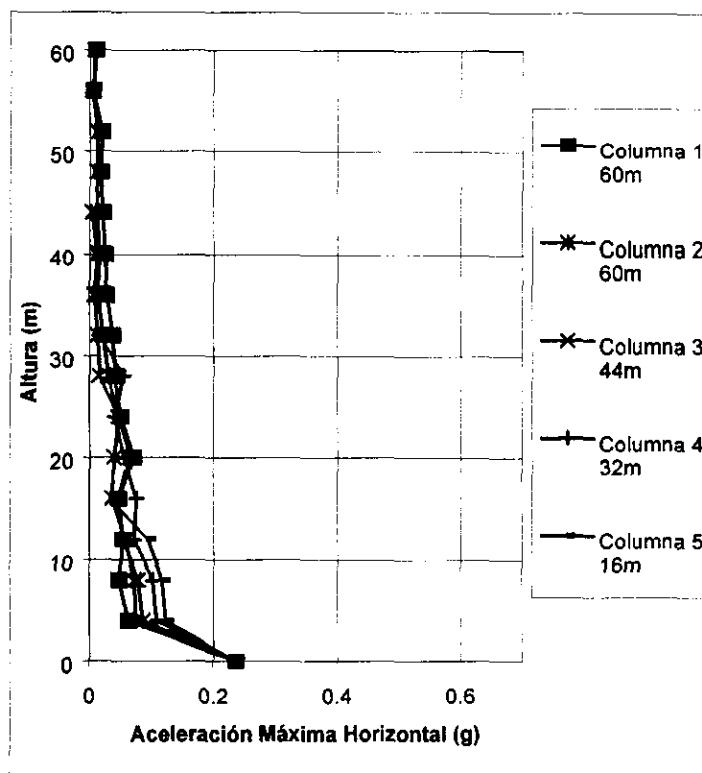


Figura 5.79. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 11

En la figura 5.80 se observa que los desplazamientos permanentes son de una magnitud menor, pero sin embargo se existe cierta tendencia a formarse una superficie de falla entre las columnas 3 y 4. Esta tendencia es la que diferencia a

este modelo del modelo 9, en el cual con una fricción constante, se presentan desplazamientos permanentes muy similares entre todas sus columnas.

Al analizar el efecto de dos grados de diferencia en la pendiente de la superficie de falla (modelos 8 y 11), se observa que los desplazamientos calculados para las columnas inferiores (4 y 5), son alrededor de 7 veces superiores en el modelo 8 con respecto al modelo 11. Esto muestra la enorme influencia de la inclinación de la superficie de falla en la respuesta esperada del talud. Con lo cual un error de unos pocos grados puede llevar a cálculos totalmente erróneos y a recomendaciones de diseño inadecuadas.

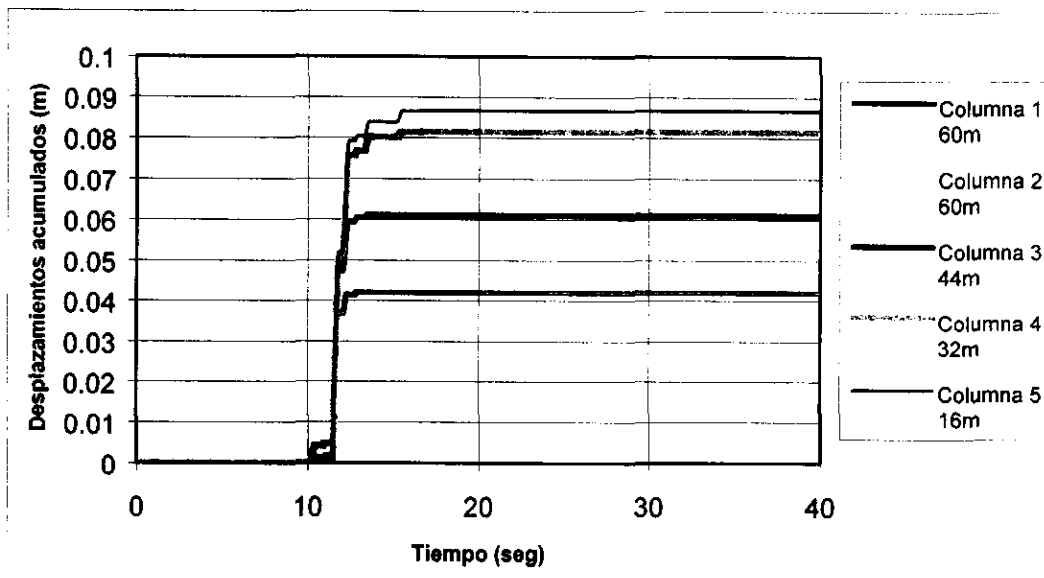


Figura 5.80. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 11

Modelo 12

En el modelo 12 (tabla 5.13) se plantea una cuña de falla plana con una pendiente y fricción superiores a la de los modelos anteriores. Esto se realizó con el fin de estudiar la incidencia de una mayor magnitud en los parámetros en el comportamiento del relleno sanitario.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	17.5°	20°	Fisuración
2	17.5°	20°	permitida
3	17.5°	20°	
4	17.5°	20°	
5	17.5°	20°	

Tabla 5.13. Características del modelo 12

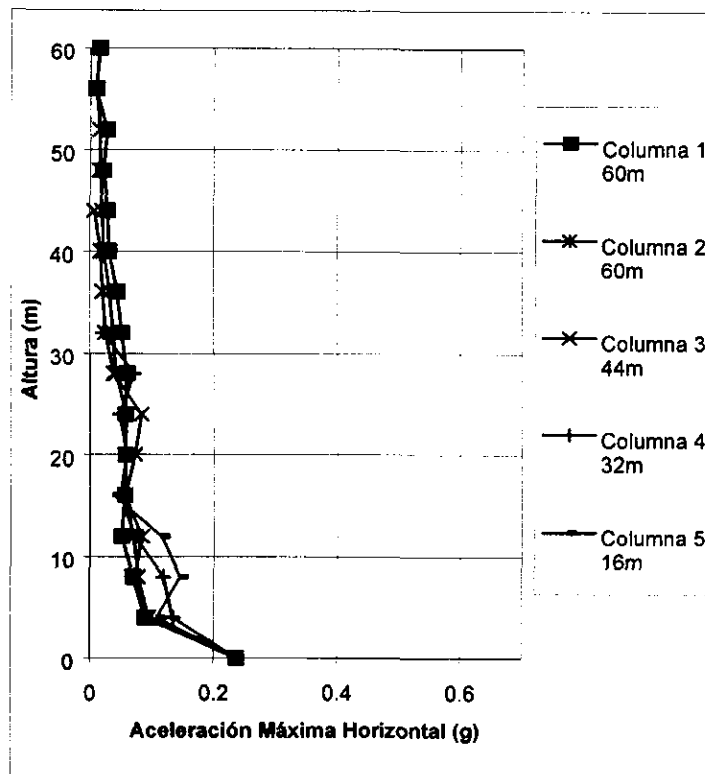


Figura 5.81. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 12

En la figura 5.81 se observa la atenuación en el perfil de aceleraciones horizontales máximas, siendo esta atenuación menor en los primeros 15m que la observada en los modelos 5 y 9 (figuras 5.63 y 5.75, respectivamente).

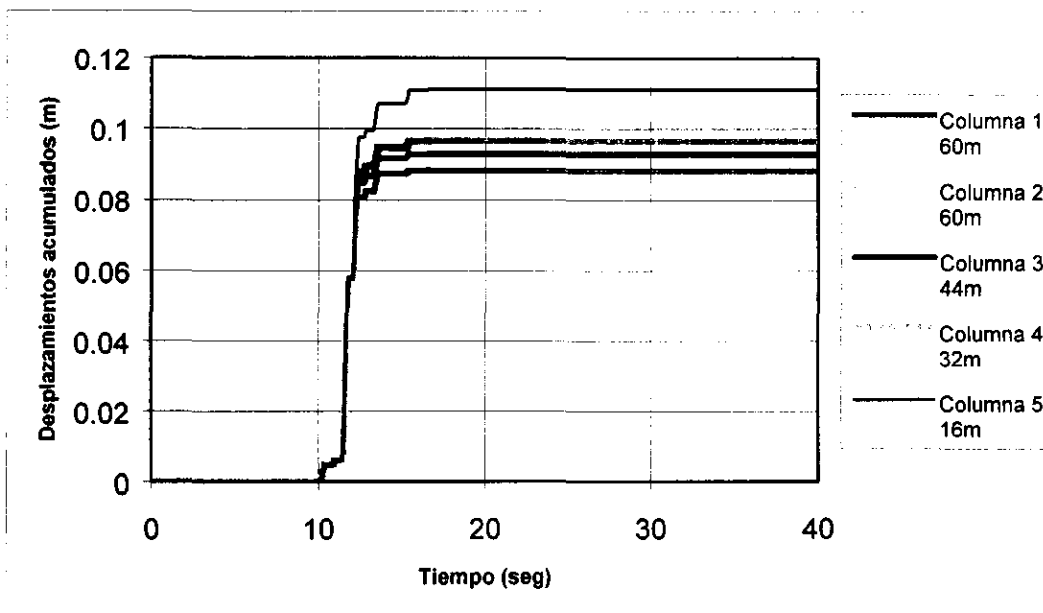


Figura 5.82. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 12

En la figura 5.82 se observa un aumento significativo en los desplazamientos permanentes en la base y también una tendencia a que se presente un agrietamiento entre las columnas 4 y 5.

El aumento de 9.5 grados (casi dos veces la inclinación del modelo 5) en la inclinación de la superficie de falla produjo que el desplazamiento en el modelo 12 (figura 5.82) fuera dos veces superior al del modelo 5 (figura 5.64), con lo cual se ve que la relación pendiente - desplazamiento no es lineal y puede tornarse crítica para casos extremos.

Modelo 13

En el modelo 13 (tabla 5.14) se plantea una cuña con una superficie de falla circular la cual se desarrolla en el sistema de separación. Esto con el fin de estudiar la variación en la respuesta con respecto al modelo 12, en el cual la cuña de falla presenta una superficie plana.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	17.5°	21.5°	Fisuración
2	17.5°	21.5°	Permitida
3	17.5°	20.0°	
4	17.5°	18.5°	
5	17.5°	18.5°	

Tabla 5.14. Características del modelo 13

En la figura 5.83 se observa una atenuación en las aceleraciones horizontales máximas, la cual es mayor para las columnas discretas 4 y 5 con respecto a esas mismas columnas discretas en el modelo 12 (figura 5.81). Esta atenuación se debe al agrietamiento que se presentó entre las columnas 3 y 4 (figura 5.84), y al mayor desplazamiento que sufrieron con respecto al modelo 12.

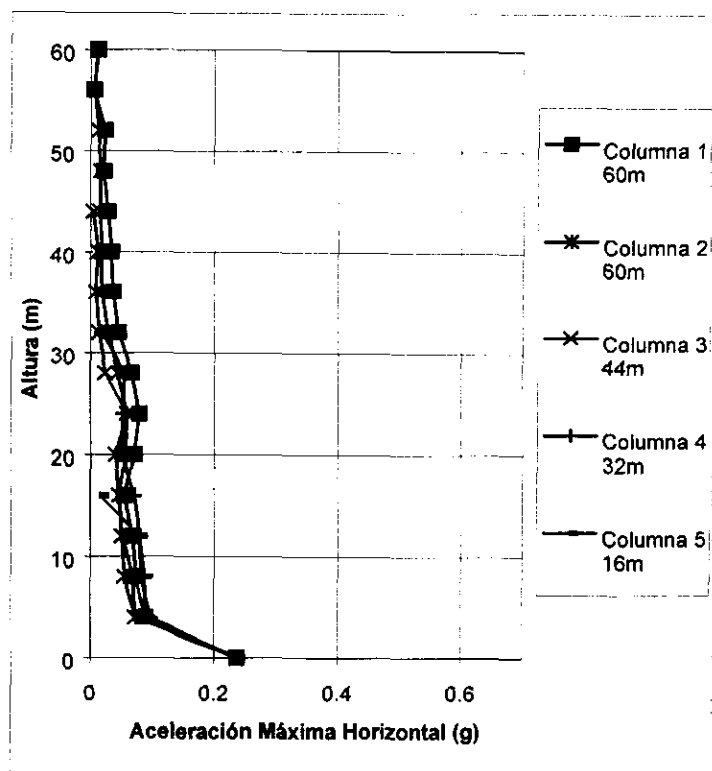


Figura 5.83. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 13

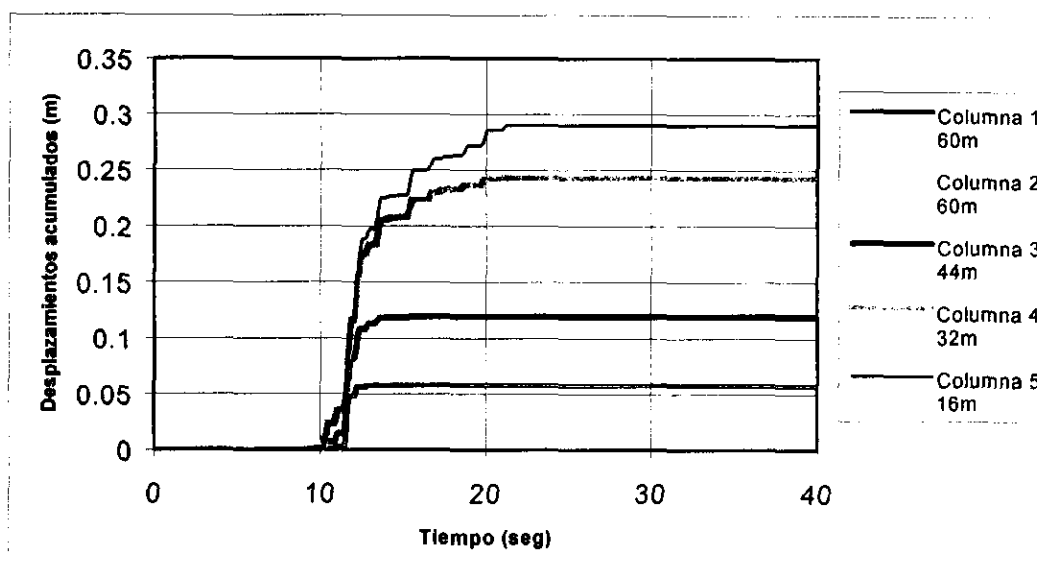


Figura 5.84. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 13

En la figura 5.85 se aprecia que se formó una grieta entre las columnas 3 y 4 a los 12.84seg de haber empezado el sismo. Luego se observa la manera cómo fue aumentando el desplazamiento de las columnas 4 y 5 con respecto a las columnas 1, 2 y 3, durante los primeros 20 segundos (figura 5.84). Cabe anotar que dados los desplazamientos relativos entre las columnas 2 y 3, hacia los 16.66seg, es factible que se genere una grieta entre estas columnas.

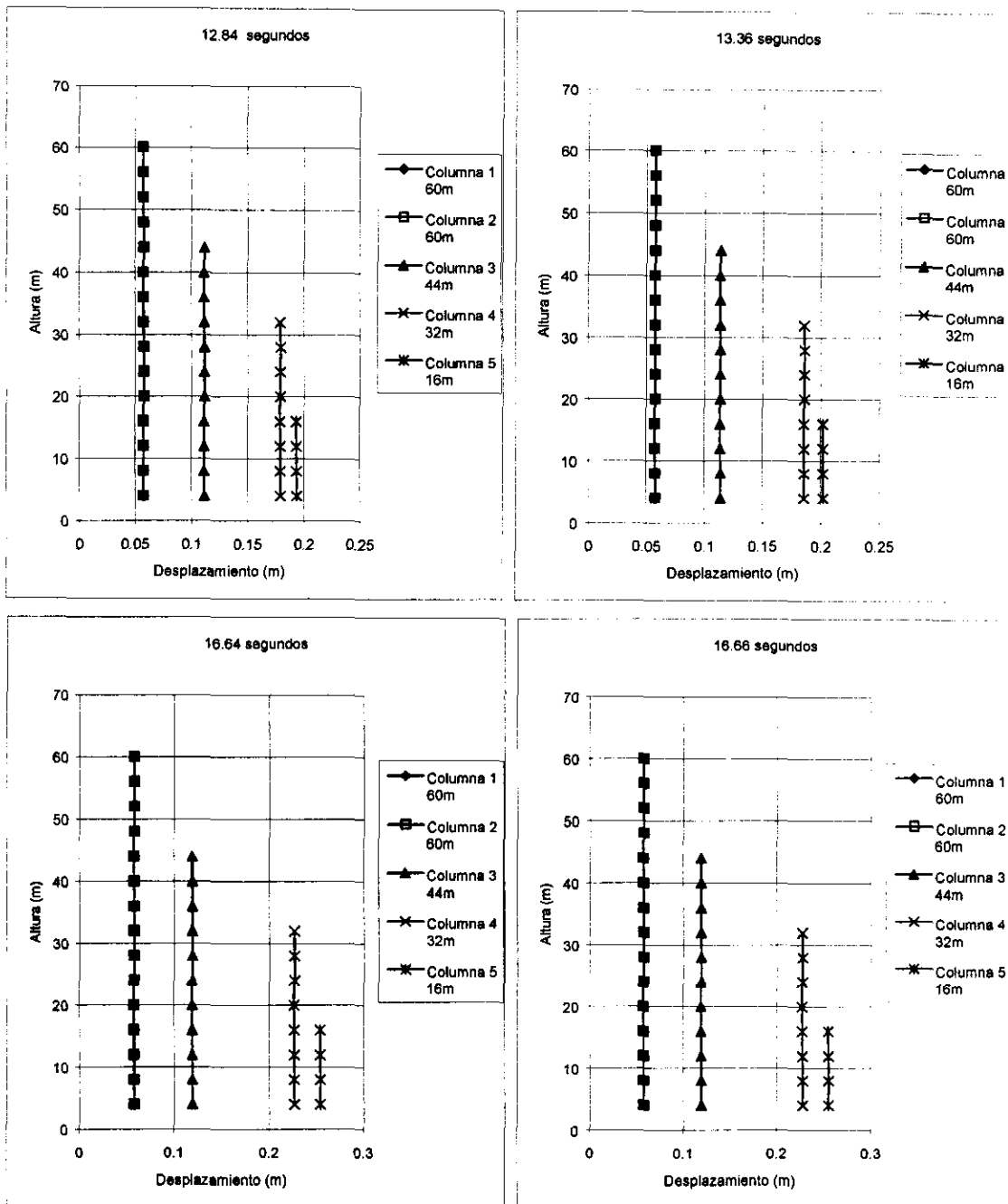


Figura 5.85. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 13

Respecto al espectro de talud, se confirman las observaciones sobre la disminución en la magnitud de los desplazamientos relativos (figuras 5.86a,b y 5.87a,b) en los nodos pertenecientes a los estratos inferiores. Como también la variación que se presenta en los nodos en los estratos superiores es mayor en este caso, para los periodos mayores a 1 segundo. Lo que se podría atribuir a mayores pérdidas de energía debido al aumento de la fricción en este modelo.

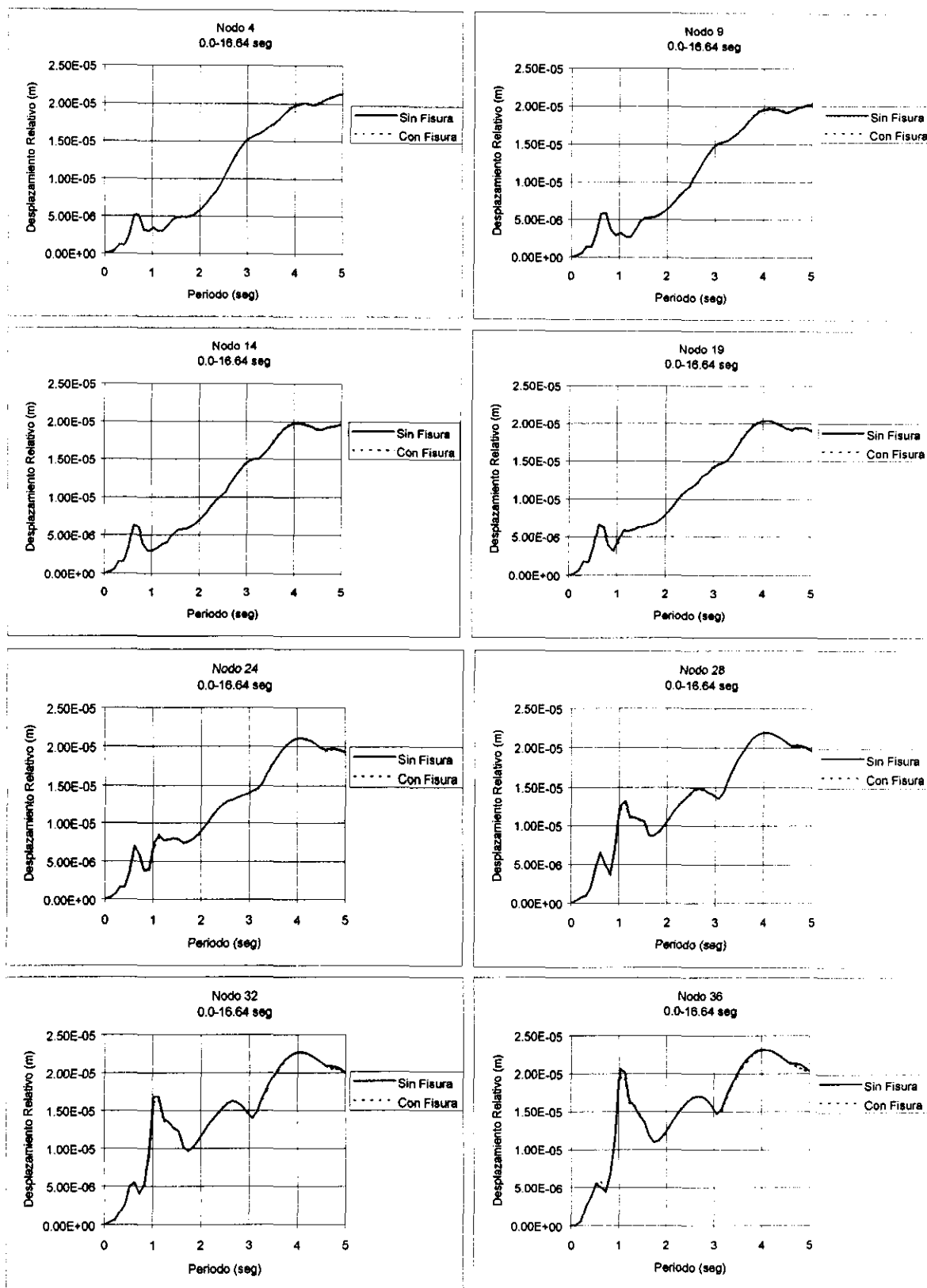


Figura 5.86a. Espectros de desplazamiento relativo, antes de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 13

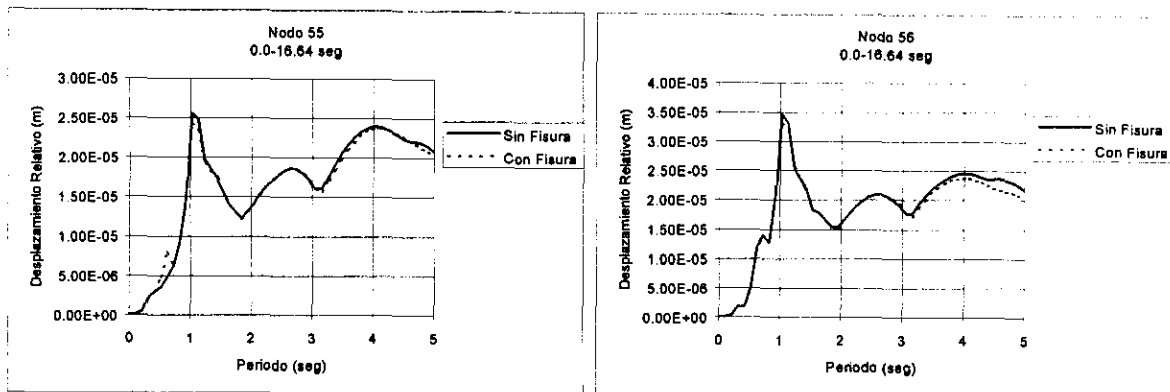


Figura 5.86b. Espectros de desplazamiento relativo, antes de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 13

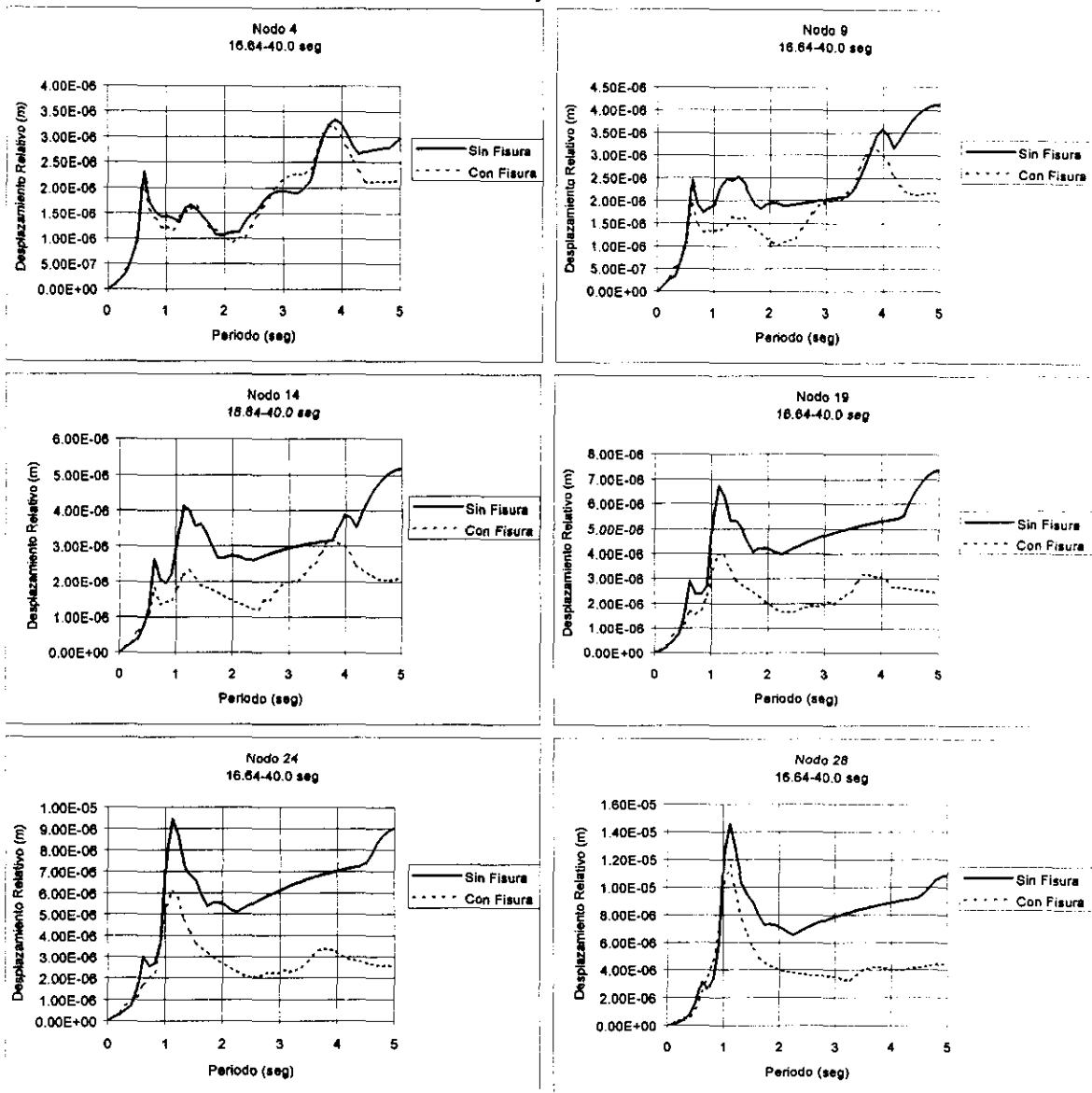


Figura 5.87a. Espectros de desplazamiento relativo, después de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 13

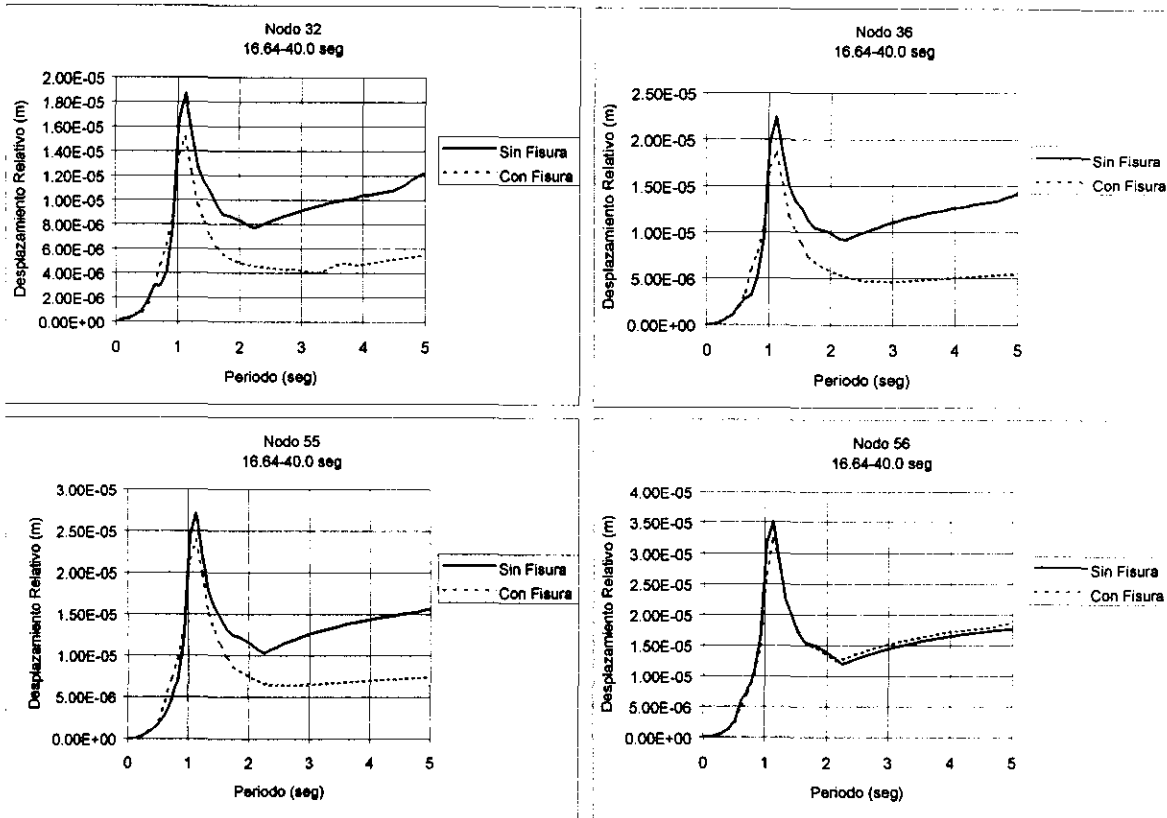


Figura 5.87b. Espectros de desplazamiento relativo, después de la grieta entre las columnas 3 y 4. Modelo 13

En la figura 5.88 se observan los instantes en que se producen las grietas en el sistema de cobertura y en el cuerpo del talud. En este caso se presentaron en tiempos cercanos al de mayor intensidad del sismo.

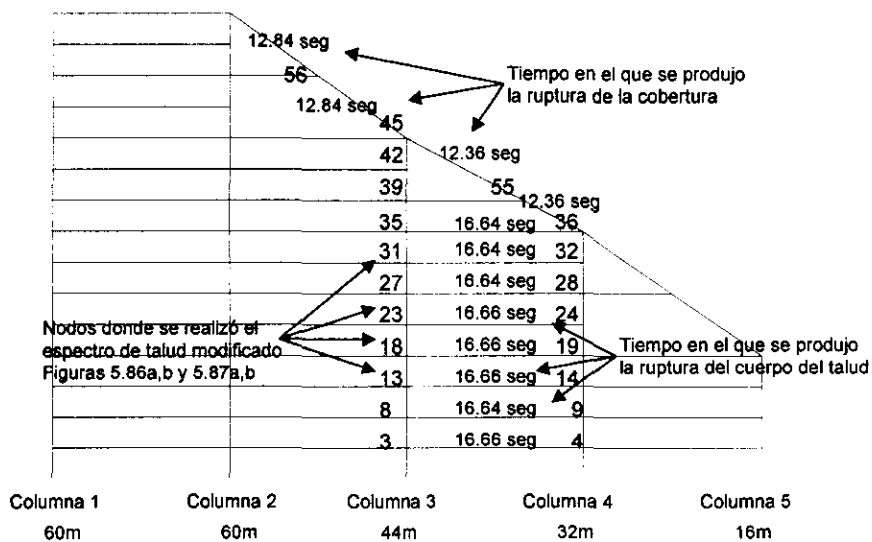


Figura 5.88. Tiempos de formación de las fisuras en el talud. Modelo 13

Es interesante anotar que las fisuras en el cuerpo del talud de los dos modelos que fallaron, (modelos 7 y 13), se presentaron en intervalos de tiempo cercanos, 13.38 segundos para el modelo 7 y 16.64 segundos para el modelo 13. También, la falla de la cobertura en el último bloque, comprendido entre las columnas 4 y 5, sólo se presentó en el modelo 7, a los 20.1 segundos. Lo que indica que fue consecuencia de un efecto acumulativo y de la inercia misma de cada uno de los bloques y no del instante de mayor magnitud del sismo, con lo cual se debe de considerar que las fallas se pueden producir en cualquier instante del sismo, ya sea por efecto de la intensidad o por efectos acumulados.

Modelo 14

En el modelo 14 (tabla 5.15) se consideró una cuña de falla con una superficie plana y atravesando diferentes materiales, pero sin permitir la fisuración en el modelo. Con el fin de comparar su comportamiento con el modelo 13, en el cual se presentó el agrietamiento del talud.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	17.5°	21.5°	Fisuración
2	17.5°	21.5°	no permitida
3	17.5°	20.0°	
4	17.5°	18.5°	
5	17.5°	18.5°	

Tabla 5.15. Características del modelo 14

En la figura 5.89 se observa una atenuación de las aceleraciones máximas horizontales que al compararlas con la figura 5.83 del modelo 13, se observa que no se produjo variación en el comportamiento de éstas.

En cuanto a la figura 5.90 se observa que ocurrió un desplazamiento significativo en la base de las columnas discretas. El desplazamiento fue de igual magnitud al que se presentó en el modelo 13 (figura 5.84).

Debido a esto, se puede pensar que después de que se superan ciertos parámetros de fricción e inclinación de los apoyos, se presenta un comportamiento similar en cuanto a los desplazamientos permanentes en la base y a las aceleraciones horizontales máximas, tanto para los casos con fisuras como para los casos sin fisuras.

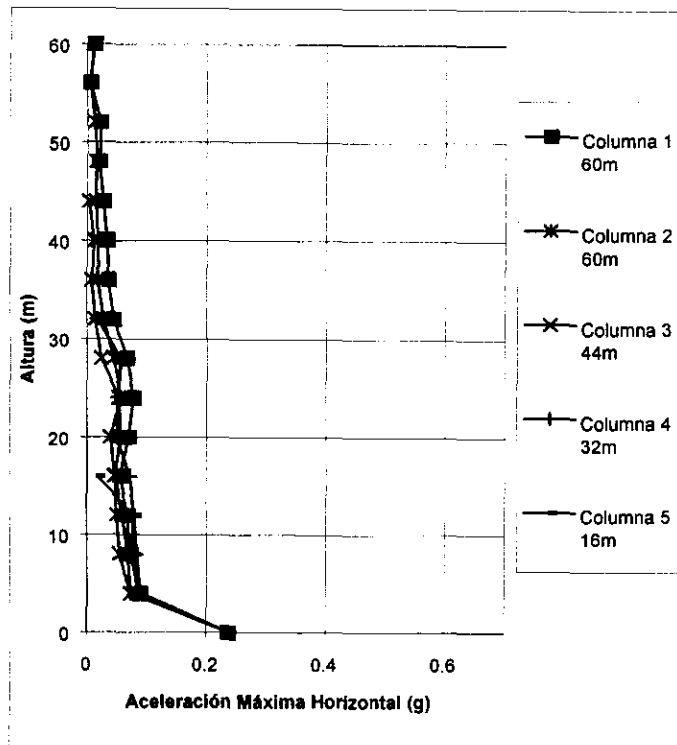


Figura 5.89. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 14

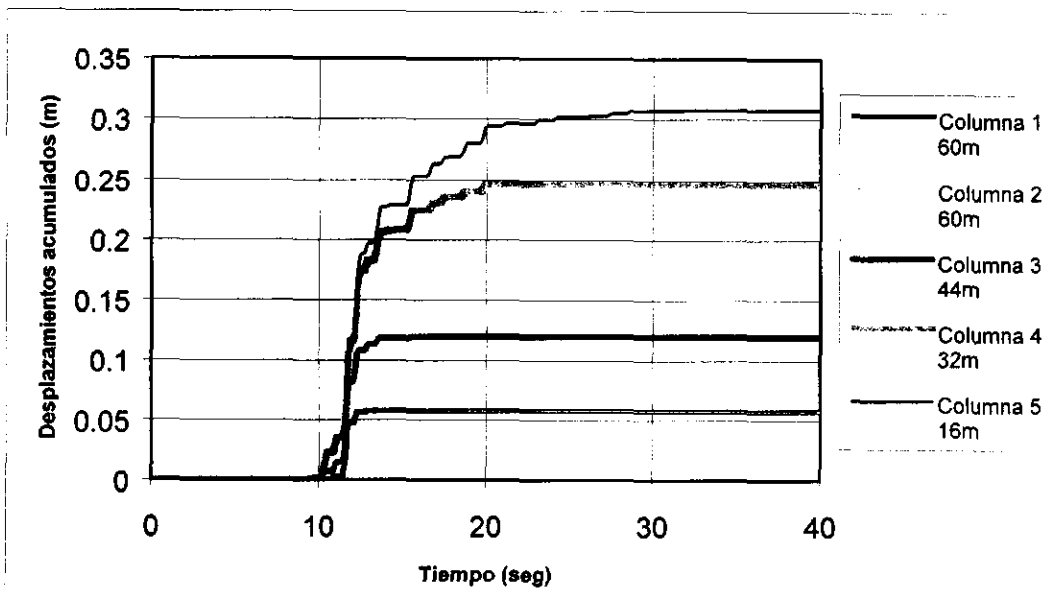


Figura 5.90. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 14

Modelo 15

En el modelo 15 (tabla 5.16) se plantea una cuña de falla circular, la cual se desarrolla en un solo tipo de material.

Columna	Inclinación del apoyo α	Fricción en el apoyo δ	Características
1	19.5°	20.0°	Fisuración permitida
2	18.5°	20.0°	
3	17.5°	20.0°	
4	16.5°	20.0°	
5	15.5°	20.0°	

Tabla 5.16. Características del modelo 15

En la figura 5.91 se observa una atenuación de las aceleraciones horizontales máximas en la columna 1, menor a la que se había calculado hasta el momento en los modelos anteriores.

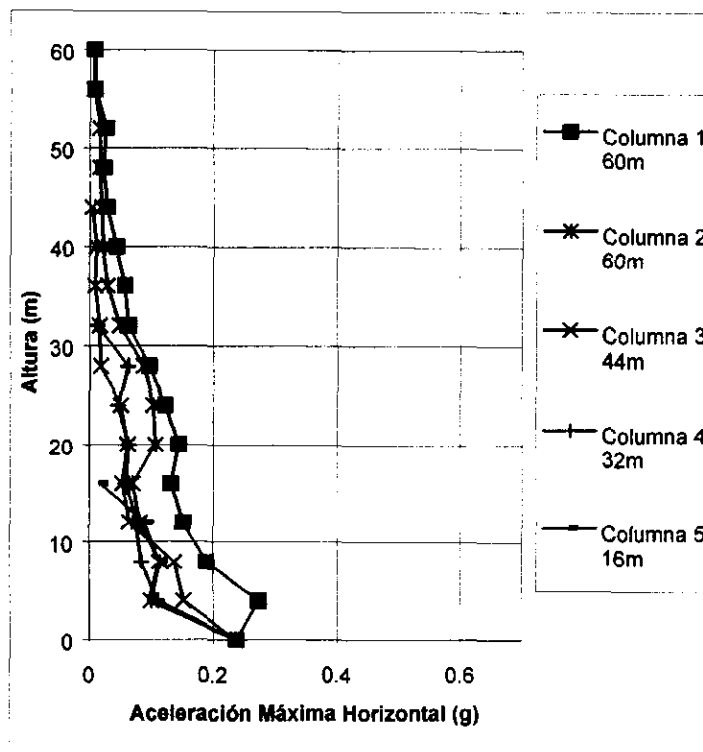


Figura 5.91. Aceleraciones horizontales máximas. Modelo 15

En la figura 5.92 se observa un desplazamiento permanente de una magnitud reducida y regido a su vez por el deslizamiento de las columnas hacia el pie del talud. Las cuales, en este caso, sirven de elementos estabilizadores del talud, al poseer una inclinación menor en el apoyo y esto sumado a las características de la fricción, hace que los desplazamientos obtenidos sean pequeños y uniformes en todas las columnas discretas.

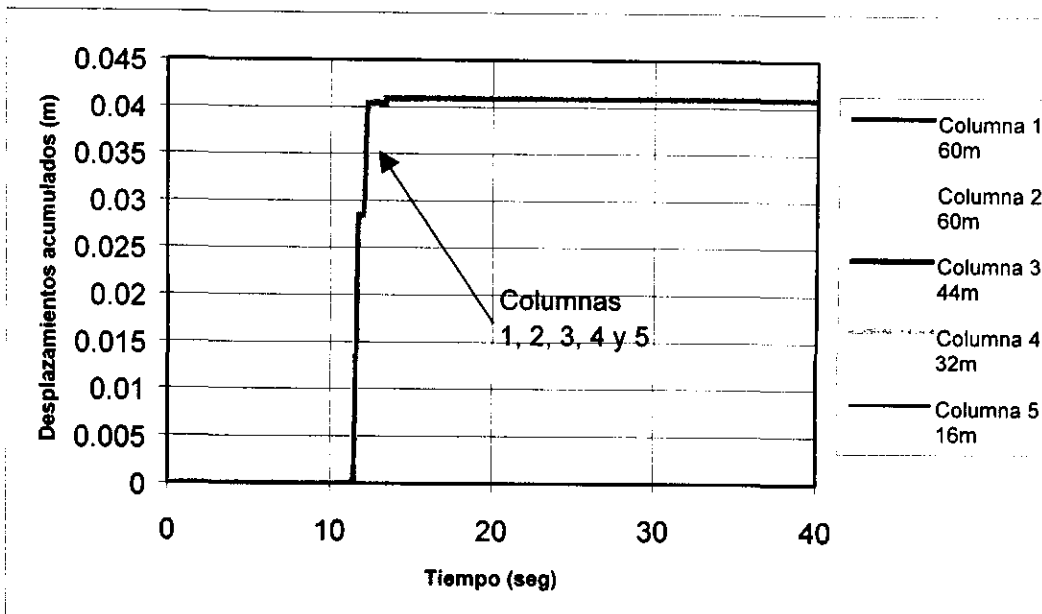


Figura 5.92. Desplazamientos permanentes en la base. Modelo 15

6. Análisis de resultados y conclusiones

A lo largo de este estudio se planteó una metodología para evaluar una serie de aspectos particulares en el comportamiento dinámico de los rellenos sanitarios, los cuales por medio de los métodos disponibles no había sido posible estudiar.

El método discreto propuesto tiene ventajas claras sobre los procedimientos existentes. Las ventajas radican principalmente en la adaptabilidad a cualquier tipo de geometría, la posibilidad de emplear diferentes parámetros de comportamiento dinámico en los materiales constituyentes del relleno, la evaluación para diferentes formas de superficies de falla, pero la más importante es que la discretización permite incluir las características vibratorias del relleno con lo que es posible evaluar la respuesta del talud durante la acción de un sismo y con base en esto llegar a predecir la formación de fisuras y grietas en el relleno; aspecto que hasta el momento no había sido abordado en los estudios anteriores sobre el tema.

De los resultados observados se pueden desprender las siguientes conclusiones:

La formación de las fisuras en los casos estudiados siempre empieza en la cobertura del relleno, esto es atribuible a la diferencia de los módulos de rigidez que existe entre los desechos (blandos) y la cobertura de arcilla (dura) que se usa en los rellenos.

Esto concuerda con las observaciones realizadas en los rellenos que han sido inspeccionados después de algún sismo, en los cuales se observaron fallas frágiles, en la superficie libre o cerca de ella. En este estudio se observa cómo las fallas inician en la superficie del relleno y se propagan posteriormente al cuerpo del mismo.

También se observó la formación de fallas en la proximidad a los cambios de geometría, como se puede apreciar claramente en las figuras 5.72 y 5.88 de los modelos 7 y 13, respectivamente. En estos modelos la fisuración aparece en el cambio de pendiente de la cobertura del relleno. Este fenómeno se debe, al menos parcialmente a una acumulación de esfuerzos transitorios inducidos sísmicamente en ese punto.

Es importante anotar, que hasta ahora, no se han detectado fallas profundas en los rellenos sanitarios inspeccionados después de algún evento sísmico, pero esto se puede deber a que las revisiones que se llevan a cabo en los rellenos son de carácter superficial.

También se observó que no se generaron fisuras más allá de la zona del talud, lo que nos indica que es poco probable que se presenten fallas que involucren la corona. Por lo cual, en estudios posteriores se podría pensar en modelar únicamente la zona del talud, con lo cual se reduciría el tiempo de cálculo en beneficio de las simulaciones numéricas más detalladas.

Las fisuras en la cobertura del relleno pueden ser el detonante de fallas del relleno ya que éstas permitirán el ingreso del agua de lluvia o de escorrentía dentro del relleno y con el consiguiente aumento en la presión de poro, la cual puede jugar un papel importante en el desempeño del talud durante una sollicitación sísmica.

Además, el agua es importante en cuanto a la formación de lixiviados y a la posible contaminación de los acuíferos o de las corrientes superficiales, cuando se presentan roturas en el sistema de filtros o en el de impermeabilización del terreno natural, ya sea el que lo subyace o en el que le sirve de cobertura. También el rompimiento de la cobertura superficial puede permitir un escape sin control de los gases generados dentro del relleno (p.e. metano), con sus consecuentes impactos ambientales desfavorables.

Sobre los aspectos de inclinación y fricción en los apoyos se puede concluir lo siguiente: el comportamiento del talud cuando sufre una falla plana inclinada es muy diferente a la que presenta con una falla circular, esto debido a que en la falla plana el talud tiene la tendencia a deslizar hasta cierto punto, como un solo cuerpo, sin que se presenten elementos adicionales que ayuden a la estabilidad. Mientras que cuando el talud presenta una superficie de falla circular, el comportamiento de cada columna es diferente al de las otras, quedando de esta manera una serie de columnas que contribuyen a la estabilidad del talud debido a la menor inclinación de la superficie de falla en esa zona.

También se observó a grosso modo que al superar una inclinación en los apoyos de más de 17 grados, la resistencia generada por la fricción se vuelve constante y los desplazamientos permanentes son de magnitudes similares, ya sea que se trate tanto de una falla plana como de una circular.

Otro factor importante, es el del instante en el cual se forman las fisuras, debido a que se presenta cierta diferencia en el comportamiento posterior del talud, porque al darse la fisuración hacia el principio del sismo la respuesta del talud muestra una variación considerable, mientras que si estas se presentan hacia el final, la respuesta del talud es similar a la que observa cuando no ocurren las fisuras. También esto implica que cuando las fisuras se empiezan a presentar al principio del sismo, será más probable que éstas se extiendan a profundidad.

Es importante hacer énfasis en el hecho de que es de esperarse que se fisure primero la cobertura y luego el cuerpo del talud, lo cual lleva a concluir que las fisuras superficiales pueden ser un indicio de la presencia de fisuras en profundidad.

Cuando se considera al talud como un cuerpo que se puede deformar indefinidamente se presenta una sobrevaloración de los desplazamientos permanentes debido a que se tiene una interacción continua con toda la masa del talud, o sea, se conserva una mayor fuerza de inercia. Esto contribuye a que los desplazamientos permanentes sean mayores que cuando se considera la fisuración del talud y la consecuente formación de varios cuerpos independientes

con una menor inercia y como consecuencia menores desplazamientos permanentes.

Con base en lo estudiado, se puede proponer que para disminuir los desplazamientos horizontales en el relleno, se puede realizar la construcción de la retícula de celdas, por medio de un desface de media altura entre ellas en cada estrato. Con esto se genera una trabazón que ayuda a que la estabilidad, en el caso de una falla plana que pase por la interfaz, no esté solamente gobernada por la fricción entre la arcilla y los geotextiles o el polietileno, sino que estos también contribuyan de esta manera a la estabilidad al talud.

Respecto al espectro de talud modificado, éste nos da una idea a grosso modo, con base en la historia de desplazamientos relativos en cada nodo del modelo discreto, de la forma como varían los periodos fundamentales y la amplitud de los desplazamientos relativos, cuando se toma cada nodo como un sistema independiente de un grado de libertad. Lo cual conduce a inferir la magnitud del cambio en el comportamiento del talud en el caso en que se presenten fisuras.

La variación que se observa en los espectros de talud modificado es debido al cambio en las condiciones de rigidez del sistema y a la distribución global de masas, con lo cual se puede llegar a caracterizar el tipo y la magnitud del daño, como también el intervalo de tiempo en el que se produjo. Esto, con base en la *variación que se presenta en el espectro de respuesta en lo referente al periodo fundamental* y a la magnitud de los desplazamientos relativos, siendo estos característicos del instante en el que se produce la fisura y de la localización del nodo dentro del modelo discreto.

Se observa que la variación en los periodos fundamentales se presenta principalmente en los estratos inferiores, viéndose que a mayor desplazamiento permanente en la base, o sea a mayor daño, el periodo fundamental sufre una variación de hasta un segundo, como se ve en el modelo 7. Mientras que en el modelo 13, en el cual el daño fue casi un 60% menor, el desplazamiento del periodo fundamental fue mínimo. Con base en esta idea y conociendo las características de los materiales involucrados, se puede tener una evaluación indirecta de cuál ha sido la magnitud del desplazamiento en la base después de un sismo.

Es importante señalar que cuando se tiene un menor ángulo de fricción, como en el modelo 7, la disipación de energía es mucho menor, lo cual conduce a desplazamientos permanentes de mayor magnitud. En el modelo 13 la fricción es mucho mayor por lo que las pérdidas de energía son mayores, lo cual hace que la magnitud de los desplazamientos permanentes sean menores.

Esta situación se refleja claramente en los espectros de talud modificados, en los cuales en el modelo 13 se nota una disminución importante en la amplitud de los desplazamientos relativos, mientras que en el modelo 7, tal disminución en la amplitud de los desplazamientos relativos es mínima. Por lo cual, se puede

proponer que los materiales de interfaz posean un alto ángulo de fricción, con lo cual se disminuye los desplazamientos permanentes a través de ellos.

También será posible hacer correlaciones entre la disminución de la amplitud en el espectro de desplazamiento, con el desplazamiento permanente en la base, con lo cual se podría tener una idea del daño que se haya generado en profundidad.

Para llevar ésto a la práctica se puede determinar el daño en un relleno ocasionado por un sismo, con base en la variación de los espectros de talud modificado, determinados antes y después del sismo por medio de pruebas de vibración ambiental. Determinando de esta manera el espectro de talud cuando no se presenta falla ni desplazamientos permanentes importantes y con base en esto, reproducir por medio del método propuesto el espectro de talud resultante del sismo, el cual es obtenido con base en los registros de campo y determinar a que tipo de daños corresponde la variación del espectro de talud modificado.

Conviene indicar que los estudios sobre la utilidad práctica de los espectros de talud modificados no son concluyentes, sino que se siguen realizando nuevos modelos e implementando nuevas hipótesis, con el fin de profundizar más en esta herramienta y lograr con esto una mejor forma de evaluación de los daños generados en los rellenos sanitarios.

En lo referente a los estudios anteriores sobre el tema, es importante anotar que se presenta una variación importante, entre los resultados obtenidos por medio de los modelos de los estudios anteriores, en los cuales sólo se involucra una columna de suelo en un análisis unidimensional del relleno y con el método propuesto en este estudio para un análisis bidimensional. En cuanto a la consideración de los métodos anteriores en los cuales el talud se desplazaba como un solo cuerpo, es importante anotar que con base en lo observado en este estudio, se puede presentar en algunos casos una subvaloración de los desplazamientos absolutos máximos en el talud. Debiéndose a que cuando el talud se fisura y empieza a desplazarse en varios cuerpos independientes se pueden acumular desplazamientos apreciablemente mayores que los calculados con un método en el que no se considere la formación de grietas en el cuerpo del talud.

Otro factor de importancia es la variación de la geometría de la superficie de falla, concepto que los métodos anteriores no tienen en cuenta, debido a que siempre es tomada como una superficie plana y como se demostró, es importante tener en cuenta la variación en el aporte de cada sección del talud a los desplazamientos permanentes, cuando se presentan otras geometrías para esta superficie.

Por último, el método propuesto permite evaluar cualitativamente los daños esperados en un determinado relleno sanitario después de un sismo de ciertas características, con lo cual se pueden mejorar los diseños de los rellenos futuros y también tomar medidas preventivas o correctivas en los rellenos existentes para evitar así problemas posteriores.

7. Referencias

American Society of Civil Engineers, (1992). "Stability and Performance of Slopes and Embankments". Soil Mechanics and Foundation Division. Berkeley, California.

Anderson R. L., (1995). "Earthquake Related Damage and Landfill Performance". Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills. Geotechnical Special Publication No. 54. ASCE.

Attewell O.B. y Taylor R. K., (1984). "Ground Movements and their Effects on Structures". Survey University.

Augello A. J., Bray J. D., Abrahamson N. A. y Seed R. B., (1998). "Dynamic Properties of Solid Waste Based on Back-Analysis of Oil Landfill". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. vol. 124 No.3.

Augello A. J., Bray J. D., Leonards G. A., Repetto P. C. y Byrne R. J., (1995). "Response of Landfills to Seismic Loading". Geoenvironment 2000. Geotechnical Special Publication. No. 46. ASCE.

Augello A. J., Matasovic N., Bray J. D., Kavazanjian E. y Seed R. B., (1995). "Evaluation of Solid Waste Landfill Performance During The Northridge Earthquake". Geotechnical Special Publication No. 54. ASCE.

Aziz M. A., (1986) "Surface Disposal of Refuse: Geotechnical Considerations, Technologies and Environmental Impacts". Int. Symp. On Env. Geot. Ed Fang H. Y.

Bathe K. J. y Wilson E. L., (1973). "Numerical Methods in Finite Element Analysis" Prentice Hall. N. J. USA.

Bray J. D. y Rathje E M., (1998), "Earthquake Induced Displacements of Solid Waste Landfills". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. vol. 124 No.3.

Bray J. D., Augello A. J., Leonards G. A., Repetto P. C., y Byrne R. J., (1996). "Closure to 'Seismic Stability Procedures for Solid – Waste Landfills'". Journal Geotech. Eng., ASCE, 122.

Bray J. D., Augello A. J., Leonards G. A., Repetto P. C., y Byrne J. (1995). "Seismic Stability Procedures For Solid Waste Land Fills". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. Vol. 121 No. 2..

Bray J. D., Repetto P. C., Augello A. J. y Byrne R. J., (1993). "An Overview of Seismic Design Issues for Solid Waste Landfills". Proc., Geosynthetics Res. Inst. Conf. No. 7, Drexel University, Philadelphia, Pa.

Buranek D y Prasad S., (1991). "Sanitary Landfill Performance During the Loma Prieta Earthquake". Proceedings Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St Louis.

Chopra A. K. y Zhang L., (1991). "Base Sliding Response of Concrete Gravity Dams to Earthquakes". Universidad de Berkeley, California.

Converse, Davis, Dixon Associates, (1975). Slope Stability Investigation, Proposed Final Slope Adjacent to the Pomona Freeway". Operating industries Disposal Site.

Cooper – Clark Consulting Engineers, (1982). "Stability Evaluation of Sunnyvales Sanitary Landfill". Report to the City of Sunnyvale, California.

Cooper Engineers, (1986). "Unconsolidated – Undrained Triaxial Shear Test Results".

Earth Technology Corporation, (1988). "Instability of Landfill Slope, Puente Hills Landfills, Los Angeles County, California" Los Angeles County Sanitation District.

Edil t. B, Ranguette V. J. y Wuellner W. W., (1989). " Settlement of Municipal Refuse". Geotechnics of Waste Fills Theory and Practice. ASTM.

Eliassen R. "Load Bearing Characteristics of Landfills". Engineering News Record.

Emcon, (1986). "Slope Stability Analysis – City of Lompoc Landfill – Santa Barbara Co. California". Report to City of Lompoc, California, 1986.

Emcon, (1989). "Analysis of Deformations Under Static & Seismic Loading – West Contra Costa Sanitary Landfill, Richmond, CA". Report to Richmond Sanitary Service, Richmond, California.

Fang et al., (1977). "Strength Testing of Bales of Sanitary Landfill". Fritz Engineering Laboratory. Leigh University. Department of Civil Engineering.

Franklin A. G. y Chang F. K., (1977). "Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams". U.S. Army Wtrwy. Experiment Station, Vicksburg.

Gazetas G. y Uddin N., (1994). "Permanent Deformation on Preexisting Sliding in Dams". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE.

Hillenbrand S., (1986). "One Billion People Can't be Wrong". Waste Age, Oct.

Hutric R., (1981). "Sanitary Landfill Settlements Rates". Los Angeles County Sanitation District. Technische Universitat. Berlin.

Hynes-Griffin, Mary E. y Franklin A. G., (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method". U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.

Idriss I. M. y Sun J. I., (1992). "Programa SHAKE91". Universidad de California. Berkeley.

Idriss I. M., Fiegel G., Hudson M. B., Mundy P. K. y Roy Herzig. (1995). " Seismic Response of the Operating Industries Landfill". Geotechnical Special Publication No. 54. ASCE.

Issa S. O. y Khera R. P., (1990). " Gotechnology of Waste Management". Butterworths.

Johnson M. E., Lundy J., Lew M., y Ray M. E., (1991). "Investigation of Sanitary Landfill Slope Performance During Strong Ground Motion from the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989". Proceedings Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St Louis.

Kavazanjian E. y Matasovic N., (1995). "Seismic Analysis of Solid Waste Landfills". Geoenvironment 2000. Geotechnical Special Publication. No. 46. ASCE.

Kavazanjian E., Matasovic N., Bonaparte R. y Schmertmann G. R., (1995). "Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis". Geoenvironment 2000. Geotechnical Special Publication. No. 46. ASCE.

Koester J.P. y Franklin A. G. (1985). "Current Methodologies for Assessing the Potential for Earthquake – Induced Liquefaction in Soils". U.S. Nuclear Regulatory Commission. Washington, D.C.

Kramer S. L. y Smith M. W., (1997). "Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. vol. 123 No.7.

Kramer S. L. y Smith M. W., (1997). "Programa Slope". Comunicación personal. Universidad de Washington.

Krinitzsky E. L., Hynes M. E. y Franklin A. G., (1995). " Classification of Landfills for Seismic Stability Assessment". Geotechnical Special Publication No. 54. ASCE.

Landva A. O. y Clark J. I., (1990). " Geotechnics of Waste Fill". Geotechnics of Waste Fills Theory and Practice. ASTM.

Landva A. O., (1994). Comunicación personal a Ellis L. Krinitzsky, Mary Ellen Hynes y Arley G. F. (1995). "Classification of Landfills for Seismic Stability Assessment". Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills. ASCE.

Landva A. O., Clark J. I., Weisner W. R. y Burwash W. J., (1984). "Geotechnical Engineering and Refuse Landfills". Sixth National Conference on Waste Management in Canada. Vancouver.

Lin J. S. y Whitman R. V., (1983). "Decoupling Approximation to the Evaluation of Earthquake – Induced Plastic Slip in Earth Dams". Journal of Earthquake Engineering Structures Dynamics, Vol. 11.

Ling H. I. y Leshchinsky D., (1997). "Estabilidad Sísmica y Desplazamientos Permanentes de Sistemas de Cobertura de rellenos". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 123 No 2.

Makdisi F. I. y Seed H. B., (1978). "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake —Induced Deformations". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Col. 104.

Matasovic N. y Kavazanjian E., (1998). " Cyclic Characterization of Oil Landfill Solid Waste". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. vol. 124 No.3.

Matasovic N., Kavazanjian E., Augello A. J., Bray J. D. y Seed R. B., (1995). "Solid Waste Landfill Damage Caused by 17 January 1994 Northridge Earthquake". California Department of Conservation, Division of Mines and Geology Special Publication.

Mejia L. H. y Seed H. B., (1981). "Three Dimensional Dynamic Response Analyses of Earth Dams". Universidad de Berkeley, California.

Mitchell J. K., Seed R. B. y Seed H. B., (1989). "Stability Considerations in the Design and Construction of Lined Waste Repositories". Geotechnics of Waste Fills Theory and Practice. ASTM.

Mitchell R. A. y Mitchell J. K., (1992). "Stability Evaluation of Waste Land Fills". Stability and Performance of Slopes and Embankments II. Geotechnical Special Publication No.31. ASCE. 1992.

Mundy P. K., Nyznyk J. P., Bastani S. A., Brick W. D., Clark J. y Herzig R., (1995). "Geotechnical Monitoring of the Oil Landfill". Landfill Closures Environmental Protection and Land Recovery. Geotechnical Special Publication No. 53. ASCE.

Newmark N. M., (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments". Geotechnique. Vol. 5 N0. 2 Junio.

Ordaz M. y Montoya C. (1999). "Programa Degtra2000". Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

Orr W. R. y Finch O. (1989). " Solid Waste Landfill Performance During the Loma Prieta Earthquake". Geotechnics Waste fill, ASTM.

Purcell, Rhoades & Associates, (1987). "Slope Stability Analyses, Apanolio Canyon Expansion Site, Ox Mountain, San Mateo County, California". Report to Browning – Ferris Industries.

Purcell, Rhoades & Associates, (1987). "Stability Analysis, Static and Dynamic Loading Conditions, Corinda Los Trancos Sanitary Landfill, Ox Mountain, Half Moon Bay, California". Report to California Regional Water Quality Control Board.

Rao S. K., Moulton K. L. y Seals R. K., (1977). Settlement of Refuse Landfills". Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials. Michigan.

Repetto P. C., Bray J. D., Byrne R. J. y Augello A. J., (1993a). "Seismic Analysis of Landfills". Progress in Geotechnical Engineering Practice. ASCE.

Repetto P. C., Bray J. D., Byrne R. J. y Augello A. J., (1993b). "Applicability of Wave Propagation Methods to the Seismic Analysis of Landfills". Proc., Waste Tech93. National Solid Waste Management Association. Los Angeles, California.

Richard F. E. y Woods R. D., (1970). "Vibrations of Soils and Foundations". Pretince Hall.

Richardson G. y Reynolds D., (1991). Geosynthetic Considerations in a Landfill on Compressible Clays". Proceedings of Geosynthetics '91. Atlanta.

Romo M. P. y Aguilar J. I., (1995). " Desplazamientos Permanentes en Terraplenes Causados por Sismos". Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

Romo M. P. y Osorio X. I., (1996). "Movimientos Sísmicos Permanentes en Laderas Naturales: Método de Calculo". Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

Romo M. P., (1995). "Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction; Studies in México City". Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis Missouri, USA.

Saarela Jouko, (1987). " Some Facts About the Sanitary Landfill Investigations in Helsinki City". Finlandia.

Sargunan A., Mallikarjun N. y Ranapratap K., (1986)."Geotechnical Properties of Refuse fills of Madras, India". Int. Symp on Env. Geot. Ed. Fang, H.Y.

Sarma S. K., (1975). "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments". Geotechnique, Londres.

Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., (1972). "SHAKE: a Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites". Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California.

Seed H. B. y Idriss I. M., (1970). "Analyses of Ground Motions at Union Bay, Seattle During Earthquakes and Distance Nuclear Blast". Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 1.

Seed H. B. y Martin G. R., (1966). "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design". Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE.

Seed H. B., (1979). "Considerations in the Earthquake – Resistant Design of Earth and Rokfill Dams". The Rankine Lecture, Geotechnique. Vol. 29. No. 3.

Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M. y Tokomatsu K., (1984). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils". Universidad de Berkeley, California.

Sharma H. D., Dukes M. T. y Olsen D. M., (1989). "Field Measurements of Dynamic Modulli and Poisson's Ratios of Refuse and Underlying soils at a Landfill Site". Geotechnics of Waste Fills Theory and Practice. ASTM.

Singh S. y Murphy B. J., (1989). "Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills". Geotechnics of Waste Fills Theory and Practice. ASTM.

Singh S. y Sun J., (1995). " Geotechnical Considerations in the Seismic Response Evaluation of Municipal Solid Waste Landfills". Geotechnical Special Publication No. 54. ASCE.

Sowers G. F., (1969). "Foundation Problems in Sanitary Landfills". Journal of Sanitary Engineering Division, Proceedings of the ASCE, Col. 94, No. SA1.

Sowers G. F., (1973). Settlement of Waste Disposal Fills". Proceedings of the Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscú.

Spangler M. G. y Handy R. L., (1984). "Soil Engineering". Harper and Row. 4 ed.

Subtitle D Study, (1986). Phase 1 Report, EPA

Thomson W. T., (1993). " Theory of Vibration with Applications". Prentice Hall.

Volpe, R. L. & Associates, (1985). Slope Stability Investigation, Intermediate and Final Slopes Static and Dynamic Loading Conditions, Kirby Canyon Sanitary Landfill, San jose, California.

Vucetic M. y Dobry R., (1991). "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE.

Waste Age, (1986). "An Introduction". Jan.

Whitman y Dobry., "Soil Dynamics ".En preparación.

Yegian M. K, Harb J. N. y Kadakal U., (1998). " Dynamic Response Analysis Procedure for Landfills with Geosynthetic Liners". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. vol. 124 No.10.

Yegian M. K. y Harb J. N., (1995). "Seismic Response of Geosynthetic / Soil Systems". Geoenvironment 2000. Geotechnical Special Publication. No. 46. ASCE.

Yegian M. K. y Lahlaf A. M., (1992). Dynamic Interface Shear Strength Properties of Geomembranes and Geotextiles". Geotech. Engr., ASCE.